	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	<small>Documento</small> FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	<small>Código</small> F-AC-DBL-007	<small>Fecha</small> 10-04-2012	<small>Revisión</small> A
	<small>Dependencia</small> DIVISIÓN DE BIBLIOTECA	<small>Aprobado</small> SUBDIRECTOR ACADEMICO		<small>Pág.</small> i(218)

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	IVAN DARIO GARCIA MANZANO
FACULTAD	INGENIERIA
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR	WILLINTON HERNESTO CARRASCAL MUÑOZ
TÍTULO DE LA TESIS	APLICACIÓN DE UN MODELO HIDROLÓGICO PARA SIMULAR EL COMPORTAMIENTO DE UNA MICROCUENCA URBANA EN LA CIUDAD DE OCAÑA, QUE AFECTAN LAS ÁREAS BAJAS DE LOS BARRIOS SESQUICENTENARIOS, LAS LLANADAS Y LA CIRCUNVALAR.

RESUMEN

(70 palabras aproximadamente)

EL SIGUIENTE PROYECTO CONSISTE EN APLICAR UN MODELO HIDROLÓGICO QUE PERMITA ANALIZAR EL COMPORTAMIENTO DE LAS MICRO-CUENCAS URBANAS EN LAS ZONAS BAJAS DE LOS BARRIOS EL SESQUICENTENARIO, LAS LLANADAS Y LA CIRCUNVALAR, CON EL FIN DE DETERMINAR LAS ESTRUCTURAS, ADEMÁS SE REALIZARON LOS CÁLCULOS NECESARIOS PARA OBTENER UN VOLUMEN GENERAL DEL AGUA QUE ESCURRE A TRAVÉS DE DICHA CUENCA Y, ASÍ, DISEÑAR LAS OBRAS HIDRÁULICAS DE CAPTACIÓN Y DIRECCIONAMIENTO.

CARACTERÍSTICAS

PÁGINAS: 218	PLANOS:	ILUSTRACIONES:	CD-ROM:1
--------------	---------	----------------	----------



VÍA ACOLSURE, SEDE EL ALGODONAL, OCAÑA N. DE S.
Línea Gratuita Nacional 018000 121022 / PBX: 097-5690088
www.ufpso.edu.co



APLICACIÓN DE UN MODELO HIDROLÓGICO PARA SIMULAR EL
COMPORTAMIENTO DE UNA MICROCUENCA URBANA EN LA CIUDAD DE
OCAÑA, QUE AFECTAN LAS ÁREAS BAJAS DE LOS BARRIOS
SESQUICENTENARIOS, LAS LLANADAS Y LA CIRCUNVALAR.

AUTOR

IVAN DARIO GARCIA MANZANO

Trabajo de grado como requisito para optar por el título de Ingeniero Civil

Director

WILLINTON HERNESTO CARRASCAL MUÑOZ

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERIAS

INGENIERIA CIVIL

Agradecimientos

En primer lugar agradezco a Dios por haberme acompañado y guiado a lo largo de mi carrera, por ser mi fortaleza en los momentos de dificultad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo de felicidad.

Le doy gracias a mis padres Gustavo García Y Ana Cecilia Manzano, por apoyarme en todo momento, y por haberme dado la oportunidad de tener una excelente educación en el transcurso de mi vida. Sobre todo por ser un ejemplo de vida a seguir.

A mis hermanos por ser parte importante de mi vida y representar la unión familiar. Por llenar mi vida de alegrías y de amor cuando más lo he necesitado.

A mi hija Sara Isabel por ser el regalo más hermoso que me ha dado Dios.

A mi esposa, por ser incondicional y por estar allí cuando más la he necesitado, TE AMO.

Al Ingeniero Civil, WILLINTON HERNESTO CARRASCAL MUÑOZ, Director de Tesis, por su valiosa ayuda y orientación para la culminación exitosa del presente estudio.

A todos mis amigos y familiares por su apoyo.

Índice

Capítulo 1. Titulo	3
1.1 Planteamiento del problema	3
1.2 Formulación del problema.	4
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo General	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 Justificación.....	6
1.5 Delimitaciones.....	7
1.5.1 Delimitación Geográfica.....	7
1.5.2 Delimitación Temporal	7
1.5.3 Delimitación Conceptual.	7
Capítulo 2. Marco referencial	8
2.1 Marco Histórico	8
2.2 Marco conceptual.....	12
2.2.1 Modelo Hidrológico.....	12
2.2.2 Drenaje urbano, componentes y periodos de retorno de diseño.	15
2.3 Marco teórico	18
2.4 Marco legal	20
Capítulo 3. Diseño metodológico	24
3.1 Tipo de investigación.....	24
3.2 Metodología	24
3.3 Población y muestra.....	25
3.3.1 Población.....	25
3.3.2 Muestra	25
3.4 Técnicas de recolección de información.....	26
Capítulo 4. Características físicas de las cuencas urbanas.....	27
4.1 Características hidrológicas de las cuencas pequeñas	27
4.2 Diferencia entre cuencas rurales y urbanas.....	28
4.3 Descripción de la cuenca urbana.....	28
4.3.1 Localización y descripción de las micro-cuenca urbana.....	28
4.3.2 Área de la cuenca	29
4.3.3 Pendiente del cauce principal.....	32
4.3.4 Calculo de la pendiente del cauce principal de las areas aferentes en estudio	33
4.4 Nivel de complejidad	38
4.4.1 Método aritmético	39
4.4.2 Método geométrico	39
4.4.3 Método exponencial.....	40
4.5 Periodo de retorno (tr).....	42
4.6 Coeficiente de escorrentía (c)	44

4.7 Duración de la lluvia.....	46
4.7.1 Tiempo de entrada:.....	47
4.7.2 Tiempo de transporte.....	48
4.7.3 Estimación de la intensidad de lluvia.....	48
4.7.4 Caudal maximo: metodo racional.....	66
Capitulo 5. Evaluacion de las obras de drenaje existentes en la zona de estudio.....	69
5.1 Cunetas.....	69
5.2 Sumideros.....	75
5.2.1 Criterios de localización.....	75
5.2.2 Parametros y procedimiento de diseño para la ubicación de los sumideros.....	77
5.3 Parametros de diseño.....	77
5.3.2 Localizacion de sumideros.....	82
5.4 Alcantarillas.....	83
5.4.1 Flujo con control a la entrada.....	83
5.4.2 Criterios de diseño.....	88
Capitulo 6. Estimacion de caudales maximos y altura de inundacion del rio chiquito en la zona de estudio.....	100
6.1 Procedimiento para la estimacion de caudales.....	100
6.2 Caracteristicas y parametros de la micro cuenca rio chiquito.....	101
6.2.1 Area.....	101
6.2.2 Perimetro.....	102
6.2.3 Coeficiente de compacidad.....	102
6.2.4 Coeficiente de forma.....	104
6.2.5 Orden de la cuenca.....	105
6.2.6 Densidad de drenaje.....	106
6.2.7 Curva hipsometrica.....	107
6.2.8 Coeficiente de escorrentía.....	109
6.2.9 Umbral de escorrentía. Po.....	110
6.2.10 Pendiente de la cuenca.....	114
6.2.11 Tiempo de concentración.....	117
6.2.12 Intensidad de lluvia.....	118
Nota: la tabla muestra la intensidad de lluvia en minutos de acuerdo a las diferentes frecuencias y duración de las lluvias.....	119
6.2.13 Coeficiente n de Rugosidad de Manning.....	119
6.2.14 Localización de la cuenca.....	121
6.2.15 Características de la cuenca.....	121
6.2.16 Estimación de la altura de inundación.....	122
Capítulo 7. Diseño de estructuras pluvial.....	133
7.1 Condiciones óptimas de diseño y de funcionamiento hidráulico.....	133
7.2 Cunetas.....	133
7.2.1 Caudal de diseño.....	133
7.2.2 Localización de las cunetas.....	133
7.2.3 Diseño.....	134

7.2.4 Cálculos hidráulicos.....	135
7.2.5 Sumideros	136
7.3 Alcantarillas	142
7.3.1 Localización.....	142
7.3.2 Diseño hidráulico.....	143
7.4 Canal	146
7.4.1 Caudal de escorrentía crítico.....	146
7.5 Análisis de diseño	147
7.6 Calculo de las dimensiones de la sección	147
7.6.1 Borde libre	148
7.6.2 Transición	149
7.6.3 Diseño estructural del canal	151
7.7 Analisis estructural.....	152
7.7.1 Consideraciones estructurales	158
Capítulo 8. Presupuesto	161
Capítulo 9. Conclusiones	164
Capítulo 10. Recomendaciones.....	167
Referencias.....	168
Apéndices.....	170

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Áreas aferentes a la zona de estudio.	30
Figura 2. Perfil del cauce principal del área aferente 1.	34
Figura 3. Perfil del cauce principal del área aferente 2.	35
Figura 4. Perfil del cauce principal de la micro-cuenca 3.	36
Figura 5 Perfil del cauce principal de la micro-cuenca 4.	38
Figura 6. Método gráfico de ajuste y escogencia de la distribución.	52
Figura 7. Constante regresión Vs periodo de retorno.	63
Figura 8. Curvas de intensidad- duración y frecuencia idf.	65
Figura 9. Secciones hidráulicas de cunetas.	69
Figura 10. Cuneta derecha.	70
Figura 11. Cuneta izquierda.	73
Figura 12. Vista sumidero en planta (ancho de inundación).	77
Figura 13. Características y parámetros de una cuenca.	99
Figura 14. Coeficiente de compacidad	101
Figura 15. Orden de la cuenca.	103
Figura 16. Tipos de curva hipsométricas.	105
Figura 17. Altura vs área acumulada.	106
Figura 18. Pendiente de la cuenca.	112
Figura 19. Sección = altura media * ancho medio.	119
Figura 20. Altura de inundación en el k0+429,74.	122
Figura 21. Sección transversal en el k0+429,74	122
Figura 22. Altura de inundación en el k0+385.	123
Figura 23. Sección transversal en el k0+385	123
Figura 24. Altura de inundación en el k0+359.	124
Figura 25. Sección transversal en el k0+359	124
Figura 26. Altura de inundación en el k0+327.	125
Figura 27. Sección transversal en el k0+327	125
Figura 28. Altura de inundación en el k0+289.	126
Figura 29. Sección transversal en el k0+289	126
Figura 30. Altura de inundación en el k0+259,6.	127
Figura 31. Sección transversal en el k0+259,6	127
Figura 32. Altura de inundación en el k0+120.	128
Figura 33. Sección transversal en el k0+120	128
Figura 34. Dimensión propuesta de cuneta.	130
Figura 35. Localización de sumideros propuestos.	137
Figura 36. Ubicación de las alcantarillas de la circunvalar.	138
Figura 37. Dimensionamiento.	144
Figura 38. Pre dimensionamiento de los muros del canal.	149
Figura 39. Diseño estructural de los muros del canal.	156

LISTA DE FOTOS

Fotos 1. Ancho de inundacion de la circunvalar.	72
Fotos 2. Sumidero ubicado en el barrio sesquicentenario.	82
Fotos 3. Sistema de alcantarillad la circunvalar.	91
Fotos 4. Alcantarilla y rejilla ubicadas en barrio sesquicentenario.	94
Fotos 5. Alcantarillas paralelas una encima de la otra.	96

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Extensión del micro cuencas que conforman el área de estudio.	29
Tabla 2. Longitud del cauce principal de las áreas aferentes.	31
Tabla 3. Pendiente de los tramos del cauce principal del área aferente 1.	33
Tabla 4. Pendiente de los tramos del cauce principal de la micro-cuenta 2.	34
Tabla 5. Pendiente de los tramos del cauce principal de la micro cuenta 3.	36
Tabla 6. Pendiente de los tramos del cauce principal de la micro cuenca 4.	37
Tabla 7. Población de Ocaña en los censos de 1985, 1993 y 2005.	39
Tabla 8. Proyección de población para Ocaña.	40
Tabla 9. Nivel de Complejidad.	41
Tabla 10. Periodo de retorno o grado de protección.	42
Tabla 11. Grado de protección según el nivel de complejidad del sistema.	43
Tabla 12. Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad.	45
Tabla 13. Valores de coeficiente de escurrimiento C para las diferentes micro cuenca.	46
Tabla 14. Tiempo de entrada.	47
Tabla 15. Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas. Est. Fco P Santander Ocaña.	49
Tabla 16. Precipitación Max en 24 horas estación climatológica Univ. Fco p Santander.	50
Tabla 17. Comparación y selección del método de distribución.	51
Tabla 18. Precipitación máxima en 24 horas de la estación de la universidad.	53
Tabla 19. Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias.	54
Tabla 20. Valores concluidos para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas.	55
Tabla 21. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias.	56
Tabla 22. Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de duración.	57
Tabla 23. Periodo de retorno para T = 2 años.	58
Tabla 24. Periodo de retorno para T = 5 años.	59
Tabla 25. Periodo de retorno para T = 10 años.	60
Tabla 26. Periodo de retorno para T = 25 años.	60
Tabla 27. Periodo de retorno para T = 50 años.	61
Tabla 28. Periodo de retorno para T = 100 años.	61
Tabla 29. Periodo de retorno para T = 500 años.	62
Tabla 30. Resumen de aplicación de regresión potencial.	62
Tabla 31 constante de regresión de la micro cuenca.	63
Tabla 32. Intensidad- tiempo duracion- periodo.	64
Tabla 33. Caudal de escorrentia de las zonas aferentes.	67
Tabla 34. Ancho de inundacion permitido.	72
Tabla 35. Valor máximo admisible de Y en una via.	78
Tabla 36. Ecuacion para determinar el funcionamiento hidraulico de las alcantarillas.	83
Tabla 37. Coeficientes de regrasion de la ecuacion.	85
Tabla 38. Porcentaje de area acumulada.	106
Tabla 39. Estimación inicial del umbral de escorrentía Po (mm).	108

Tabla 40. Umbral de escorrentía de acuerdo al tipo de terreno.	109
Tabla 41. Clasificación de suelos a efectos del umbral de escorrentía.	110
Tabla 42. Coeficiente C de escorrentía.	111
Tabla 43. Pendiente quebrada el tejar.	113
Tabla 44. Pendiente quebrada San Cayetano.	113
Tabla 45. Intensidad – tiempo – duración.	115
Tabla 46. Valores del coeficiente n de rugosidad de mannig.	116
Tabla 47. Caudal y altura de inundación en el box culvert.	120
Tabla 48. Caudal y altura de inundación en el canal trapezoidal.	120
Tabla 49. Relaciones hidráulicas primer tramo de la alcantarilla.	131
Tabla 50. Relaciones hidráulicas segundo tramo de la alcantarilla	140
Tabla 51. Canal rectangular propuesto.	143
Tabla 52. Condiciones hidráulicas antes y después de la transición.	145
Tabla 53. Condiciones hidráulicas de la transición.	146
Tabla 54. Peso específico de los materiales.	147
Tabla 55. Evaluación de las cargas verticales y su momento contra volcamiento con respecto al punto A.	151
Tabla 56. Refuerzo de acero en una sola cara.	154
Tabla 57. Refuerzo en dos caras.	154

Introducción

Los estudios de la potencialidad hídrica en el pasado y lo que pueden representarse en el presente de una determinada cuenca es importante para la prevención contra el riesgo que significa la presencia de riesgos extremos.

Uno de los fenómenos hidrológicos que requiere un estudio adecuado es la estimación exacta de caudales diarios para poder determinar la potencialidad hídrica de la cuenca o para poder determinadas situaciones que pueden generar importantes daños materiales.

Ocaña, cuenta con áreas bajas de los barrios sesquicentenarios, las llanadas y la circunvalar, que representan muchos problemas de inundaciones derivados del agua lluvia, las cuales se presentan cuando esta supera los niveles en un área geográfica donde no se cuente con un sistema de alcantarillado pluvial o, si lo hay su diseño no sea el adecuado para la cantidad de agua que se genera.

Por tal razón la zona de estudio al encontrarse en zonas bajas del municipio de Ocaña, genera problemas de inundación, debido a que Ocaña cuenta con un clima húmedo y seco haciéndola propensa a inundaciones.

Debido al diseño inadecuado de las estructuras pluviales en el sector de estudio, conlleva a la utilización de un sistema de alcantarillado sanitario como sistema combinado, es decir un solo

sistema de drenaje tanto para manejo de aguas servidas como de aguas lluvias, siendo éstos insuficientes para satisfacer ambas demandas.

El objetivo principal del este trabajo es aplicar un modelo hidrológico que permita analizar el comportamiento de las micro cuencas urbanas en las zonas bajas de los barrios el sesquicentenario, las llanadas y la circunvalar, con el fin de determinar las estructuras hidráulicas requeridas para el manejo de caudales de escorrentía, que generan amenaza para la zona de estudio.

Esta situación motiva la realización de un estudio, donde se simule el proceso de transformación lluvia-escorrentía, determinándose la intensidad y frecuencias de las lluvias en la zona de estudio con el objetivo de plantear soluciones que mitiguen o eliminen las inundaciones de locales y viviendas en el sector.

Capítulo 1. Título

Aplicación de un modelo hidrológico para simular el comportamiento de una micro cuenca urbana en la ciudad de Ocaña, que afectan las áreas bajas de los barrios sesquicentenarios, las llanadas y la circunvalar.

1.1 Planteamiento del problema

El río chiquito es uno de los principales afluentes del río tejo, el cual atraviesa los barrios sesquicentenario, las llanadas y la circunvalar, donde en épocas invernales se han visto afectados por inundaciones. Esta zona tiene antecedentes de inundaciones documentados por los diferentes medios de comunicación (radio, televisión, periódicos e internet).

Al encontrarse en una zona baja de la micro cuenca del río chiquito, debido a que Ocaña cuenta con un clima templado con precipitaciones con promedios multianuales que oscilan entre 1000 y 2000 mms anuales (ciudad Ocaña geografía y otros datos) registrados por las diferentes estaciones pluviométricas ubicadas en la zona de estudio.

Es de señalar los puntos críticos en los cuales se pueden presentar afectaciones materiales generando por un posible desbordamiento del río o por la falta diseño o mantenimiento de las estructuras adecuadas o necesarias que faciliten el drenaje de la escorrentía pluvial al río chiquito.

Debido a que no se cuenta con un diseño adecuado de las estructuras pluviales en el sector de estudio, conlleva a la utilización de un sistema de alcantarillado sanitario como sistema combinado, es decir un solo sistema de drenaje tanto para manejo de aguas servidas como de aguas lluvias, siendo éstos insuficientes para satisfacer ambas demandas.

El uso un solo sistema de alcantarillado, el cual fue diseñado como un sistema sanitario, es lo que genera que el agua producto de las precipitaciones no sea captada por dicho sistema en su totalidad, por lo cual el sistema al llevar un caudal determinado (proveniente del drenaje sanitario) y al aumentarle el gasto proveniente de las escorrentía superficial, vuelve ineficaz al sistema actual.

Esta situación motiva la realización de un estudio, donde se simule el proceso de transformación lluvia-escorrentía, utilizando el método racional determinándose con ello la intensidad y frecuencias de las lluvias en la zona de estudio con el objetivo de plantear soluciones que mitiguen o eliminen las inundaciones de locales y viviendas en el sector.

1.2 Formulación del problema.

¿Cómo encontrar alternativas de solución tendientes a mejorar el problema de las inundaciones en la ciudad de Ocaña, en el área comprendidas entre las calle 7 y la carrera 27 hasta la intercepción con la circunvalar y el sector del barrio sesquicentenario entre la calle 12 y las carreras 28 y 29 debido al manejo inadecuado de las aguas pluviales?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Aplicar un modelo hidrológico que permita analizar el comportamiento de las micro cuencas urbanas en las zonas bajas de los barrios el sesquicentenario, las llanadas y la circunvalar, con el fin de determinar las estructuras hidráulicas requeridas para el manejo de caudales de escorrentía, que generan amenaza para la zona de estudio

1.3.2 Objetivos Específicos.

- Medir las variación del caudal máximo producido durante eventos extremos que escurren hacia los puntos más bajos de la zona de estudio mediante el análisis de un estudio hidrológico
- Evaluar el comportamiento de la infraestructura existente para el tránsito de los caudales simulados a partir de los resultados obtenidos mediante el estudio hidrológico en la altura de la zona de estudio
- Plantear el diseño de las estructuras hidráulicas para mitigar la escorrentía superficial sobre la vía que conforma la zona de estudio

- Determinar el presupuesto general de construcción de las obras propuestas como alternativas a partir de las condiciones simuladas en el estudio.

1.4 Justificación

El municipio de Ocaña de acuerdo a sus condiciones topográficas, presenta diferentes depresiones que dificultan el manejo de las aguas de escorrentía, es por eso, que se presentan diferentes afectaciones causando daños materiales en la infraestructura ubicada en la zona de estudio, debido a eventos hidrológicos extremos, y de difícil manejo por la deficiencia de las estructuras hidráulicas que permitan el adecuado manejo de los flujos superficiales.

Es así como al llegar al lugar, barrio Sesquicentenario, y avanzar por su cauce, Se observa el traslado de material (biológico, residuos sólidos) de su cauce, asociado al incremento de los niveles por las altas y constantes precipitaciones, lo cual genera un taponamiento del sistema de alcantarillado pluvial, ocasionando daños materiales y ambientales por el estancamiento de aguas residuales lo cual conlleva a la propagación de malos olores y enfermedades por transmisión de vectores (mosquitos, zancudos, pulgas, garrapatas etc.).

Durante el transcurso de aplicación se pretende valorar las condiciones actuales y de ese modo plantear unas opciones de solución que mitiguen la problemática mostrada cuando se dan altas escorrentía en la zona de estudio.

Proponiendo el diseño de construcción de un procedimiento de alcantarillado pluvial, de acuerdo a los eventos extremos propuestos el cual direcciona el agua hacia el canal del río chiquito. De igual manera desviar el drenaje pluvial del sanitario, el cual es uno de los autores de las inundaciones en la zona.

1.5 Delimitaciones

1.5.1 Delimitación Geográfica

El proyecto realizado se desarrollara para el municipio de Ocaña entre la calle 7 y la carrera 27 hasta la intercepción con la circunvalar y el sector del barrio sesquicentenario entre la calle 12 y las carreras 28 y 29.

1.5.2 Delimitación Temporal

Este proyecto se desarrollara durante un periodo de 4 cuatro meses, el cual es el tiempo necesario para realizar todas las actividades mencionadas en el cronograma

1.5.3 Delimitación Conceptual.

En la guía metodológica a realizar se emplearan conceptos fundamentales propios de la hidrología y diseño de alcantarillados pluvial.

Capítulo 2. Marco referencial

2.1 Marco Histórico

La historia del modelaje se remonta al año 1851 cuando el ingeniero irlandés Thomas James Mulvaney publico la famosa ecuación conocida como el método racional:

$$Q_p = CIA$$

Donde

Q_p : Caudal pico del hidrograma

C: coeficiente empírico

I: intensidad de la lluvia

A: área de la cuenca

El coeficiente c es el que representan los procesos de escurrimiento y tránsito que ocurren en la cuenca, y varía de cuenca en cuenca, según las condiciones físicas, de humedad antes del evento y de la distribución temporal de la lluvia. Para obtener su valor, es decir, calibrar el modelo, se compara los valores medidos de caudales pico para un evento con los obtenidos por la ecuación hasta obtener un coeficiente que genere la mínima diferencia.

Este es un modelo muy sencillo, pero ofrece solo una idea de lo que podría esperarse ante un evento, además que solamente modela caudales pico.

A partir de entonces distintos investigadores presentaron sus modelos en un intento de llegar a una mejor aproximación de los valores reales y mayor detalle de los distintos procesos. Por ejemplo el año 1921 Ross plantea la división de la cuenca en base a tiempos de viaje, buscando tomar en cuenta la distribución espacial de los parámetros y/o procesos hidrológicos. A partir de esta idea Clark formulo en el año 1945 el procedimiento del hidrograma unitario instantáneo.

Con la invención de la computadora en la década de 1950 se introdujo una poderosa herramienta que permite realizar cálculos de forma automatizada y rápida.

Desde entonces los modelos hidrológicos evolucionaron aprovechando las ventajas que le ofrecen las computadoras, de allí que a medida que la capacidad de almacenamiento y velocidad de las computadoras aumentaba los modelos hidrológicos se hicieron más complejos con el fin de representar de la mejor manera posible los distintos procesos hidrológicos.

Uno de los primeros y más conocidos modelos es el Stanford watershed modelo formulado por Linsley y Crawford en la universidad de Stanford en el año 1966, en base al cual se desarrolló más adelante el Hydrcomp Simulation Programa, HSPF, que incorpora el modelaje del transporte de sedimentos y la calidad del agua, y este se convirtió en el año 1976 en el modelo Hidrologic Simulation Programa- Fortran, HSPF, que trabaja en entornos

MS-DOS y que es gratuito. Más tarde se desarrolló en base a este modelo varias versiones que permiten una mejor iteración aprovechando el entorno Windows. Una de estas versiones es

el WinHSPF distribuido como parte del BASINS de la US Environmental Protección Agency, EPA.

Así como este modelo, una gran cantidad de otros modelos fueron desarrollados y actualizados a lo largo de estas cinco décadas de modelaje hidrológico asistido por computadora, como el HEC-HMS del cuerpo de ingenieros de la armada de Estados Unidos, el TETIS de la Universidad Politécnica de Valencia y el SWAT del servicio de investigación de Agricultura de los Estados Unidos, entre otros. (RUIZ, 2013)

En Ocaña los conceptos del modelo hidrológico fueron aplicados en especial en el río chiquito, cuyas obras y estudios se pueden ubicar en tres etapas:

Primera etapa. El sistema fue diseñado desde el puente de San Antonio hasta la carrera 14 y construido desde el sector del Barrio Tacaloe hasta la carrera 14, como un box coulvert combinado, a partir del perímetro urbano establecido en 1974, en cuyo trayecto recibe el drenaje denominado quebrada del mal nombre (caño seco) de un sistema combinado construido, que recoge las aguas de San Francisco, Villanueva, Jesús Cautivo, Las Mercedes, Carretera Central, entre otros. En la carrera 14 se proyectó y construyó una estructura de separación (aliviadero) de aguas de tiempo seco y lluvias. A partir de esta estructura se proyectó un canal abierto y el interceptor de la margen izquierda, este último conectado al aliviadero donde recibe las aguas negras, construido hasta el puente del barrio el Retiro. En su recorrido el interceptor izquierdo y el canal abierto reciben las aguas del colector que viene del barrio la Rotina.

Segunda etapa. Realización del plan Maestro de Alcantarillado por la firma HIDROSAN LTDA en el año 1993, se planteó la terminación de estas obras y se proyectaron otras que fueran suficientes para poder suplir el crecimiento de la ciudad sobre este sector que drena al río Chiquito. Para el efecto se planteó la construcción del Interceptor derecho, terminación del interceptor izquierdo, reconstrucción de la estructura de alivio que permitiera separar las aguas negras que vienen drenando al box combinado existente de las aguas lluvias y entregarlas tanto al interceptor izquierdo como al interceptor derecho y que estos se conectaran al interceptor del río Tejo sobre el sector del Puente del Parque Santa Ana (puente de la Federación).

Tercera etapa. Actualización de los estudios de HIDROSAN por parte de ESPO SA de acuerdo a la norma RAS 2000, y realización de los trabajos en el años 2014 interceptor de la margen izquierda, este último conectado al aliviadero donde recibe las aguas negras, construido hasta el puente del barrio el Retiro. En su recorrido el interceptor izquierdo y el canal abierto reciben las aguas del colector que viene del barrio la Rotina. (Empresas de Servicios Públicos de Ocaña ESPO S.A.)

Con el Plan Maestro de Alcantarillado en el año 1993, se planteó la terminación de estas obras y se proyectaron otras que fueran suficientes para poder suplir el crecimiento de la ciudad sobre este sector que drena al río Chiquito. Para el efecto se planteó la construcción del Interceptor derecho, terminación del interceptor izquierdo, reconstrucción de la estructura de alivio que permitiera separar las aguas negras que vienen drenando al box combinado existente de las aguas lluvias y entregarlas tanto al interceptor izquierdo como al interceptor derecho y que

estos se conectaran al interceptor del rio Tejo sobre el sector del Puente del Parque Santa Ana (puente de la Federación).

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Modelo Hidrológico

Se puede definir el término “modelo” como una representación simplificada del mundo real, que permite tener una idea de lo que ocurre bajo ciertas circunstancias. En el caso de los modelos hidrológicos se intentan representar los diferentes procesos que se dan dentro de un espacio, generalmente una cuenca, que transforma una precipitación en escorrentía

La importancia de los modelos radica, entre otros aspectos, en la simulación y predicción de los fenómenos físicos a corto, mediano y largo plazo. Asimismo a través de los modelos podemos obtener relaciones causa-efecto, sin haber realizado cambios en los sistemas reales. Las capacidades de simulación varían en términos de tiempo y espacio- algunos modelos observan los pasos o escalas de tiempo, mientras que otros pueden usar medidas de corto tiempo y simular un periodo de tiempo relativamente corto- como en el caso de una inundación repentina. (Civilgeeks ingeniería y construcción, Conceptos básicos de los modelos hidrológicos, s.f.)

En hidrología e hidráulica se usan los modelos: físicos, analógicos y matemáticos

2.2.1.1 Modelos físicos

Son una parte importante del diseño hidráulico (por ejemplo los modelos de laboratorio de hidráulica)

2.2.1.2 Modelos analógicos

Fueron muy usados para simular flujos subterráneos. Ejemplos de modelos analógicos fueron los modelos de resistencia eléctrica y el modelo Hele-Shaw de líquidos viscosos (De Wiest, 1965). Estos fueron desplazados por los modelos matemáticos de flujo subterráneo y de transporte de contaminantes como el modelo “ modflow”

2.2.1.3 Modelos matemáticos

Los modelos matemáticos de la escorrentía se pueden clasificar como:

- **Modelos estadísticos.** Los modelos estadísticos están basados en el análisis de frecuencia acumulada de las escorrentías. Los pronósticos a base del período de retorno sirven para evaluar la frecuencia de escasez o de exceso de agua con el propósito de regularizar el uso del agua o diseñar obras hidráulicas para el control de inundaciones.

• **Modelos empíricos.** Los modelos empíricos son modelos, o más bien métodos, que se desarrollaron por experiencia, relacionando parámetros físicos hidrológicos con el fin de derivar la escorrentía a base de ellos. Modelos empíricos bien conocidos son:

El método racional que rinde el caudal máximo de escorrentía esperado en unidades de $[L^3/T]$ a base de una intensidad de la precipitación máxima en $[L/T]$ en un período igual al tiempo de concentración de la cuenca.

El método del número de curva, Que rinde el volumen total de la escorrentía total (L^3), combinado con el método del hidrograma unitario, que calcula la distribución del volumen en el tiempo lo que resulta en un hidrograma del caudal en $[L^3/T]$

• **Modelos conceptuales.** Los modelos conceptuales son modelos basados en alguna idea o concepto del proceso de la conversión de la lluvia en escorrentía.

• **Modelos de transporte.** Los modelos de transporte hidráulico son modelos matemáticos a base de ecuaciones hidráulicas usadas en la mecánica de fluidos, como la de *Saint Venant*, para el flujo del agua en el lecho o cauce del río.

El transporte del agua se hace normalmente por ciertos tramos del río definidos por una división de la cuenca entera en micro cuencas.

• **Modelos compuestos.** Los modelos compuestos son modelos que tienen componentes de los modelos conceptuales y de transporte.

2.2.2 Drenaje urbano, componentes y periodos de retorno de diseño.

En el pasado, las aguas de tormenta en la zona urbanas han sido consideradas “un enemigo público” por ello el objetivo fundamental siempre consistió en eliminar, tan rápido como fuera posible, dicho escurrimiento. Entonces, los sistemas de drenaje urbano fueron diseñados para recolectar y conducir las aguas de tormenta hacia abajo rápidamente. Los componentes principales de tales sistemas fueron los colectores pluviales o alcantarillado, los emisores o conductos cerrados o abiertos y ocasionalmente los estanques de detención y las estaciones de bombeo. Estos sistemas son costosos y no siempre funcionan de manera satisfactoria.

Por otra parte, el manejo de un sistema de drenaje urbano consiste de los programas y acciones, encaminadas a reducir, a un nivel aceptable por la población, la interrupción de sus actividades debido a las aguas pluviales. Dentro de tales programas esta la construcción de las obras necesarias para recolectar, detener o retener, transportar y eliminar el agua de tormentas

2.2.2.1 Componentes básicos

Los sistemas de drenaje urbano pueden considerarse constituidos por dos componentes, diferentes conceptualmente. El drenaje primario o inicial está diseñado para evitar la interrupción de las actividades normales y económicas de la población durante las tormentas frecuentes. Esta

constituidos por dos componentes, diferentes conceptualmente. El drenaje primario o inicial está diseñado para evitar la interrupción de las actividades normales y económicas de la población durante las tormentas frecuentes. Está constituido por drenaje de las calles hacia sus costados junto a la banqueta, hasta llegar a una alcantarilla que conduce tal escurrimiento al colector o alcantarillado en el centro de esa calle o de la más cercana.

El otro componente incluye al sistema que transporta el escurrimiento que originan las tormentas severas y por ello ha sido denominado drenaje *mayor*. De manera general, el agua de tormentas que se acumula y transporta en el alcantarillado, se descarga en una salida que la conduce al sistema mayor. Esta salida en muchos sistemas son cauces naturales que han sido destinados y/o modificados para tal función. (Francisco, 2001)

Entre las estructuras más comunes encontramos:

Sumideros: Son las estructura encargadas de recoger la escorrentía superficial de las calles e introducirla a la tubería del alcantarillado pluvial o combinado. Se ubican a lado y a lado de la calle y en la esquina aguas debajo de cada manzana antes del cruce peatonal. (LÓPEZ CUALLA, pág. 456)

Cuneta: canal de sección triangular que se forma entre el sardinel y la calzada, destinada a conducir las aguas hacia los sumideros. (p.462)

Sardinela: estructura destinada a separar la calzada de la acera conformando de esta manera la cuneta longitudinalmente. (p.456)

Canales de agua lluvia: se utilizan en combinación con las tuberías para la evacuación del agua lluvia. Su sección puede ser rectangular o trapecial y puede ser abiertos o cerrados. Un canal típico de aguas lluvias es un canal trapecial abierto de dos secciones. La sección inferior es revestida en concreto y la sección superior, en grama. Se debe dejar siempre el acceso del equipo de limpieza de los canales. (p.456)

Alcantarillas: es un conducto relativamente corto a través del cual se cruza el agua bajo la lluvia de un costado a otro. Incluye, por lo tanto, conductos con cualquier sección geométrica: circulares y alcantarillas de cajón principalmente.

El diseño de la alcantarilla consiste en determinar el diámetro más económico que permita pasar el caudal de diseño sin exceder la carga máxima a la entrada, atendiendo criterios de arrastre de sedimentos y de facilidad de mantenimiento. (INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, Manual de Drenaje Para Carreteras. , 2009)

2.2.2.2 Periodos de retorno de diseño

Comúnmente, el sistema de drenaje inicial se diseña para tormentas frecuentes con periodos de retorno de 2 ó 10 años, entonces cuando ocurre un evento inusual el gran escurrimiento que genera busca fluir por el trayecto de menor resistencia, el cual no es el alcantarillado, por lo cual

fluye hacia abajo por las calles, sobre banquetas, a través de parques y casas para finalmente reconocer antiguos cauces. Por ello, las tormentas severas originan graves molestias y causan enormes daños, pues en general convierten las calles en canales de conducción que descargan en los cauces naturales que fueron preservados para evacuar las aguas de tormenta. (FATTORELLI Sergio, pág. 11)

2.3 Marco teórico

Fundamentos del método racional. El método racional es un método hidrometeoro lógico para la obtención del caudal máximo de escorrentía de una cuenca, determinando un periodo de retorno, mediante la siguiente, formula, expresada en unidades homogéneas:

$$Q = C * I * A$$

Siendo Q el caudal punta en la sección de cálculo, I la intensidad de lluvia correspondiente a un periodo de retorno dado, A la superficie de la cuenca drenante en el punto de cálculo y C el coeficiente de escorrentía.

Las hipótesis fundamentales del método racional son las siguientes:

- La intensidad de precipitación es uniforme en el espacio y no varía en el tiempo.
- La duración de la precipitación que produce el caudal máximo da una intensidad I es equivalente al tiempo de concentración de la cuenca (t_c).

- El tiempo de concentración, se considera como el tiempo que tarda toda el área drenante en contribuir a la esorrentía en la sección de salida, así como el instante en que se produce el caudal máximo en dicha sección. El tiempo que transcurre entre el cese de la lluvia y el final de la esorrentía coincide con el tiempo de concentración.
- El coeficiente de esorrentía se mantiene uniforme en el tiempo y en el área drenante considerada.
- El periodo de retorno del caudal máximo calculado es el mismo que el de la intensidad media máxima de cálculo.
- El almacenamiento de agua en la cuenca es insignificante, es decir, no se dan procesos importantes de laminación de hidrogramas, ya sea en la red de drenaje o en estructuras singulares.

Dicha hipótesis imponen una serie de restricciones sobre la cuenca objeto de estudio, que se exponen a continuación:

- Si la intensidad de precipitación debe ser uniforme en el espacio esto implica que la superficie de la cuenca no debe ser muy extensa, pues son habituales las tormentas de gran variabilidad espacial.
- Puesto que el valor de la intensidad media de máxima de precipitación debe mantenerse constante para toda la duración de la lluvia de la cuenca a la que es posible aplicar el método racional. Aunque no existe consenso respecto a dicho límite máximo, podemos establecer un rango de variación más o menos estrecho, que oscila entre 0,65 y 13 Km^2 .

- Cuencas con una gran heterogeneidad de sus características físicas como, por ejemplo, cubierta vegetal, suelo, grado de impermeabilidad, pendiente media, red drenaje, entre otros será necesario en la práctica dividir las en las micro-cuencas de modo que estas sean lo más homogéneas posibles. (LÓPEZ ALONSO Raúl, s.f.)

2.4 Marco legal

El estudio implementación de un modelo hidrológico para simular el comportamiento de una cuenca urbana en la ciudad de Ocaña comprendidas entre las calles 7 y la carrera 27 hasta la intersección con la circunvalar y el sector del barrio sesquicentenario entre la calle 12 y la carreras 28 y 29 se fundamenta en los siguientes decretos, resoluciones y leyes:

- **Resolución 1096 de 17 noviembre de 2000, por la cual se adopta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.** El presente documento establece las condiciones requeridas para la concepción y desarrollo de sistemas de recolección de aguas residuales y pluviales. De esta manera permite orientar la planificación, diseño, construcción, supervisión técnica, mantenimiento y seguimientos de estos sistemas y sus componentes (COLOMBIA CONGRESO DE LA REPUBLICA. Resolución 1096 de 17 de Noviembre de 2000, Por la cual se adopta el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico “RAS”. , 2014)

- **D.1.1 ALCANCE.** El presente reglamento establece las condiciones requeridas para la concepción y desarrollo de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales y

pluviales. De esta manera permite orientar la planificación, diseño, construcción, supervisión técnica, operación, mantenimiento y seguimientos de estos sistemas y sus componentes. En este reglamento se establecen las disposiciones de obligatorio cumplimiento en todo el territorio nacional en las etapas de conceptualización, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y seguimiento de todas y cada una de las obras, de tal manera que se garantice su efectividad, seguridad, estabilidad, durabilidad, educabilidad y sostenibilidad y redundancia a lo largo de su vida útil.

• **Decreto 2811 de diciembre 18 de 1974.** Por la cual se dictan el código nacional de recursos naturales y de protección al medio ambiente.

Artículo 1°. El ambiente es patrimonio común. El estado y los particulares deben participar en su preservación y manejo, que son de utilidad pública e interés social.

Artículo 3°. De acuerdo con los objetivos enunciados, el presente Código regula:

- a) El manejo de los recursos naturales renovables, a saber:
 1. La atmosfera y el espacio aéreo nacional;
 2. Las aguas en cualquiera de sus estados;
 3. La tierra, el suelo y el subsuelo;
 4. La flora;
 5. La fauna;
 6. Las fuentes primarias de energía no agotables;
 7. Las pendientes topográficas con potencial energético;

8. Los recursos geotérmicos;
9. Los recursos biológicos de las aguas y el suelo y el subsuelo del mas territorial y de la zona económica de dominio continental e insular de la república;
10. Los recursos del paisaje;

b) la defensa del ambiente y de los recursos naturales renovables contra la acción nociva de fenómenos naturales.

c) los demás elementos y factores que conforman el ambiente o influyen en el denominado en este código elementos ambientales, como:

1. Los residuos, basuras, desechos y desperdicios;
2. El ruido;
3. Las condiciones de vida resultantes de asentamiento humano urbano o rural;
4. Los bienes producidos

•Decreto 302 de febrero 25 de 2000. Por el cual se reglamenta la Ley 142 de 1994, en materia de prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado.

Artículo 1. Objeto. El presente decreto contiene el conjunto de normas que regulan las relaciones que se generan entre la entidad prestadora de los servicios públicos de acueducto y alcantarillado y los suscriptores y usuarios, actuales y potenciales, del mismo.

Artículo 5. De las instalaciones internas. Todo predio o edificación nueva deberá dotarse de redes e instalaciones interiores separadas e independientes para aguas lluvias, aguas negras domésticas y aguas negras industriales, cuando existan redes de alcantarillado igualmente separadas e independientes.

El diseño y la construcción e instalación de desagües, deberán ajustarse a las normas y especificaciones previstas en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.

• **P.B.O.T DE OCAÑA:** con el fin de consolidar los parques longitudinales de los ríos tejo (su margen derecha e izquierda) y el parque del río chiquito, y ampliar el margen de seguridad de la población, se requiere que se efectúen los retiros de protección ambiental mencionados en los suelos de protección. estos retiros están destinados a áreas de uso público.

Parágrafo 1: para dar cumplimiento a dichos retiros, la administración municipal deberá en el corto plazo realizar los estudios correspondientes para la determinación de la cota máxima de inundación y la definición de las rondas de río en concordancia con el decreto 2811 de 1974.

Capítulo 3. Diseño metodológico

3.1 Tipo de investigación

El nivel de investigación es de tipo descriptivo debido a que se “busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir, miden, evalúan o recolectan datos sobre diversos conceptos (variables), aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar. En un estudio descriptivo se selecciona una serie de cuestiones y se mide o recolecta información sobre cada una de ellas, para así (valga la redundancia) describir lo que se investiga.” (HERNANDEZ SAMPIERI, 2006) teniendo en cuenta que el objeto central de este proyecto es el diseño de obras que solucionen el problema de inundaciones presentado en la zona de estudio, por deficiencias del sistema actual en el cual se describe el proceso de transformación de lluvia- escorrentía y el caudal máximo de diseño.

3.2 Metodología

El proyecto contiene los siguientes pasos para su desarrollo y alcance de objetivos:

- investigación bibliográfica.
- determinar las zonas aferentes mediante planos.
- recopilación de la información hidrometeorológica de la zona de estudio.
- análisis de la información obtenida.

- identificar los puntos críticos de inundación.
- realizar un diagnóstico de las estructuras de drenaje existentes en la zona de inundación.
- obtención de los parámetros de diseño.
- determinar los parámetros técnicos de diseño.
- diseño final de la estructura pluvial.
- planteamiento de alternativas de solución.

3.3 Población y muestra

3.3.1 Población

Actualmente Ocaña y sus alrededores cuenta con 3 estaciones pluviométricas las cuales son: estación hidrometeorológica aeropuerto aguas claras, estación hidrometeorológica Abrego centro administrativo y estación hidrometeorológica universidad Francisco de Paula Santander donde se debe escoger una estación pluviográfica que cuente con un buen registro de la información pluviográfica. La cual nos brinde información suficiente para el análisis de probabilidad de ocurrencia.

3.3.2 Muestra

Para que los valores obtenidos sean suficientemente representativos, se deberá disponer del Mayor número posible de **años completos**. Por otra parte, para que el ajuste de gumbel, o cualquier otro tratamiento estadístico que se aplique a los datos de la Estación, sea fiable, deberá

disponer del mayor número posible de **datos anuales** (al menos diez) así mismo, la serie de registros de la Estación deberá abarcar el mayor número de **años** posibles (al menos veinte) con el fin de que los años completos de que se disponga no se concentren en un mismo periodo de tiempo, que puede ser húmedo o seco, y abarque ciclos lluviosos, medios y secos.

3.4 Técnicas de recolección de información

La recolección de la información se realizara mediante las siguientes técnicas de recolección:

Diagnóstico y análisis técnico de las condiciones actuales (topográficas y evaluación del sistema actual de afectaciones)

La observación. Hacer una observación rigurosa de los puntos más susceptibles a inundaciones de la zona de estudio, determinando las zonas aferentes y estructuras de desagüe pluvial existentes.

Capítulo 4. Características físicas de las cuencas urbanas

4.1 Características hidrológicas de las cuencas pequeñas

En las cuencas pequeñas son válidas las tres consideraciones siguientes: (1) la lluvia se puede aceptar distribuida uniformemente en el tiempo, (2) la lluvia se puede aceptar distribuida uniformemente en el espacio y (3) la duración de la tormenta generalmente excede el tiempo de concentración. Además, el escurrimiento tiene las dos siguientes características: (a) procede principalmente del flujo sobre el terreno y (b) los procesos de almacenamiento en cauces son despreciables. Las cuencas que poseen alguna o todas las propiedades anteriores son pequeñas en un sentido hidrológico.

En las cuencas pequeñas, debido a sus características, el escurrimiento y más específicamente sus crecientes pueden ser estimadas mediante métodos paramétricos simples, los cuales engloban los procesos hidrológicos relevantes en pocas variables como la intensidad de lluvia, el tamaño de la cuenca y un coeficiente que toma en cuenta evotranspiración, infiltración y otras pérdidas. Lo anterior significa que el método racional es aplicable.

El establecimiento de un límite superior para el tamaño de las cuencas pequeñas involucra mucha subjetividad, debido a la variabilidad natural de sus pendientes y coberturas vegetales, sin embargo se ha sugerido que cuencas menores de 25 Km^2 , o bien con tiempos de concentración menores de una hora son pequeñas. (introducción a la hidrología urbana,

4.2 Diferencia entre cuencas rurales y urbanas

La modelación de crecientes tiene cierta semejanza hidrológica entre cuencas rurales y urbanas, por ejemplo hay similitud en el ciclo hidrológico y en que ambas se dividen en las micro-cuencas, cuyas características hidrológicas e hidráulicas son homogéneas y están conectadas por cauces o conductos. Sin embargo, sus diferencias sustanciales en los tres aspectos siguientes: (1) en sus dimensiones. Las cuencas rurales generalmente tienen áreas de varios kilómetros cuadrados; y pueden llegar a cientos y miles de Km^2 ; en cambio las cuencas urbanas son de varias hectáreas y difícilmente llegan a decenas de Km^2 . (2) asociado con el tamaño, el tiempo de respuesta de las cuencas rurales a una tormenta es de varias horas y hasta de días; en cambio, en cuencas urbanas es de minutos y a lo máximo de horas. (3) Las trayectorias de flujo. En las cuencas urbanas el modelo natural es modificado por calles, muros y otros obstáculos, incluso puede cambiar debido a los sistemas de alcantarillado y las obras de encauzamiento o rectificación de los cauces naturales. (aranda)

4.3 Descripción de la cuenca urbana

4.3.1 Localización y descripción de las micro-cuenca urbana

La micro-cuenca urbana que se analizara en esta trabajo se encuentra dividida en 4 áreas, considerando las calles como los afluentes. Dichas micro cuencas se encuentran delimitadas por su parte aguas, y los puntos de salida de ellas se propone entre las calle 7 y la carrera 27 hasta la

intercepción con la circunvalar y el sector del barrio sesquicentenario entre la calle 12 y las carreras 28 y 29. Dentro de las áreas aferentes a la zona antes mencionada encontramos la circunvalar y parte del barrio El Carmen, el barrio sesquicentenario conjuntamente con el barrio Comuneros, y por ultimo encontramos las llanadas y parte del llano Echavez. De este modo, el agua producida del escurrimiento de las micro-cuencas sea dirigida al rio chiquito a través de una estructura pluvial.

Las micro-cuencas urbanas en estudio se localizan, en el barrio Sesquicentenario, El Retiro, Las Llanadas y el Llano Echavez y la Circunvalar.

Localizas las micro-cuencas urbanas por estudiar, se requiere conocer las estaciones climatológicas e hidrómetras dentro y en las cercanías de la zona de estudio

4.3.2 Área de la cuenca

El parte aguas es el encargado de delimitar el área de la cuenca, este debe corresponder a las fronteras físicas del flujo, las cuales pueden estar afectadas por las diferentes obras de urbanización,

Tabla 1.

Extensión de las micro-cuencas.

MICRO-CUENCA	AREA	
	m ²	ha
1	122562,85	12,26
2	11305,43	1,13
3	26243,088	2,62
4	26123,186	2,61

Nota: la tabla muestra la extensión de las áreas aferentes a la zona de inundación.

Definido el tamaño de las áreas aferentes, considerándolas como cuencas pequeñas, aceptando como área máxima 25 km² o 250 ha como la de una cuenca pequeña, considerando solamente su tamaño.

Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce.



Figura N° 1. Áreas aferentes a la zona de estudio (2016).Recuperado de <https://www.google.com/maps/@8.24879,-73.35574,3150m/data=!3m1!1e3>

Longitud cauce principal Se determina midiendo en un plano a escala. El afluente principal o sobre el que tributen el mayor número de sub-corrientes, desde el extremo más lejano de la corriente con respecto y hacia el punto de entrada de la estructura hidráulica.

En la siguiente tabla, se representan la longitud de los recursos de los cauces principales de cada una de las áreas aferentes que conforman la zona estudiada.

Tabla 2.

Longitud del cauce principal de las áreas aferentes.

SUBCUENCA	LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (M)
1	873,06
2	142,14
3	351,69
4	616,85

Nota. La tabla muestra la longitud del cauce principal de las áreas aferentes que confluyen a la zona de inundación.

4.3.3 Pendiente del cauce principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal, dado que está pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello, existen varios métodos, pero para nuestro estudio utilizaremos el método de Taylor-Schwarz. Este método consiste en dividir en m tramos el cauce o colector principal; lo suficientemente pequeños en longitud para que en ellos sea aceptable como pendiente promedio (S_c) el cociente h/l , donde h es su desnivel y l su longitud común, ambas en metros.

La fórmula de Taylor-Schwarz es la siguiente.

$$S_c = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

4.3.4 Cálculo de la pendiente del cauce principal de las áreas aferentes en estudio

4.3.4.1 Área aferente (C_1)

La tabla 3 muestra las pendientes de cada uno de los tramos en que se dividió el cauce principal de la área aferente 1; ya que con estos resultados, se hace un promedio de las pendientes con el número de tramos en que se dividió el cauce (en este caso 7 tramos) para obtener la pendiente promedio del cauce principal. Para dicha operación, se utiliza la fórmula de Taylor-Schwarz:

Tabla 3.

Pendiente de los tramos del cauce principal del área aferente 1.

TRAMO	LONGITUD (M)	ACUMULADA (M)	ELEVACION (m.s.n.m.)	PENDIENTE	%	
1	2	91,27	1165	0,110	10,957	
2	3	148,4	91,27	1170	0,067	6,739
3	4	117,95	239,67	1180	0,085	8,478
4	5	123,5	357,62	1190	0,081	8,097
5	6	130,51	481,12	1200	0,077	7,662
6	7	133,96	611,63	1210	0,075	7,465
7	8	127,47	745,59	1220	0,078	7,845
8	0	873,06	873,06	1230		

Nota: la tabla muestra la pendiente de los tramos del cauce principal del área aferente 1.

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Taylor-Schwarz, se obtiene como resultado lo siguiente:

$$S_c = \left[\frac{7}{\frac{1}{\sqrt{0,110}} + \frac{1}{\sqrt{0,067}} + \frac{1}{\sqrt{0,085}} + \frac{1}{\sqrt{0,081}} + \frac{1}{\sqrt{0,077}} + \frac{1}{\sqrt{0,075}} + \frac{1}{\sqrt{0,078}}} \right]^2$$

$$S_c = 0,073 = 7,3\%$$

En la figura 5.02, se observa el perfil del cauce principal del área aferente 1, cuya pendiente promedio es del 8,05%.

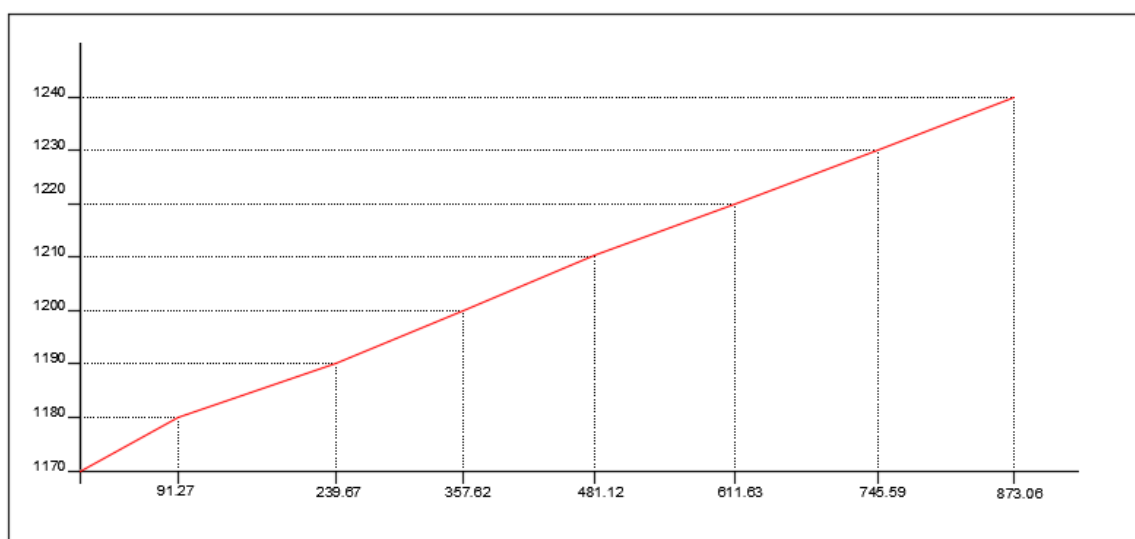


Figura 2. Perfil del cauce principal del área aferente 1.

4.3.4.2 Área aferente (C_2)

La tabla 4 muestra las pendientes de cada uno de los tramos en que se dividió el cauce principal del área aferente 2; ya con estos resultados, se hace un promedio de las pendientes con el número de tramos en que se dividió el cauce (en este caso 2 tramos) para obtener la pendiente promedio del cauce principal. Para dicha operación, se utiliza la fórmula de Taylor-Schwarz:

Tabla 4.

Pendiente de los tramos del cauce principal del área aferente 2.

TRAMO	LONGITUD (M)	ACUMULADA (M)	ELEVACION (m.s.n.m.)	PENDIENTE	%
1	2	120,57	1163	0,058	5,806
2	3	21,57	120,57	0,325	32,452
3	4	142,14	142,14	1177	

Nota: la tabla muestra la pendiente de los tramos del cauce principal del área aferente 2.

$$S_c = \left[\frac{2}{\frac{1}{\sqrt{0,058}} + \frac{1}{\sqrt{0,325}}} \right]^2$$

$$S_c = 0,115 = 11,469\%$$

En la figura 3, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 2, cuya pendiente promedio es de 11,469%

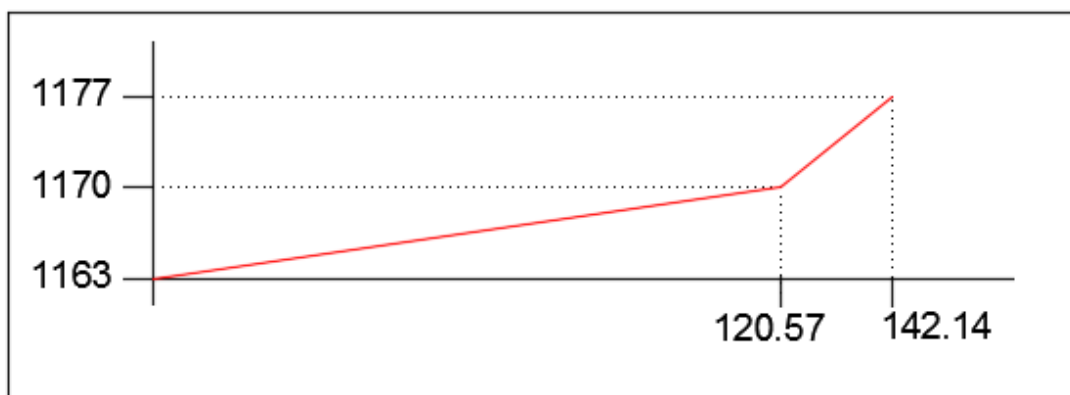


Figura 3. Perfil del cauce principal del área aferente 2.

4.3.4.3 Área aferente (C₃)

La tabla 5 muestra las pendientes de cada uno de los tramos en que se dividió el cauce principal del área aferente 3; ya con estos resultados, se hace un promedio de las pendientes con el número de tramos en que se dividió el cauce (en este caso 5 tramos) para obtener la pendiente promedio del cauce principal. Para dicha operación, se utiliza la fórmula de Taylor-Schwarz:

Tabla 5.

Pendiente de los tramos del cauce principal de la micro cuenta 3.

TRAMO	LONGITUD (M)	ACUMULADA (M)	ELEVACION (m.s.n.m.)	PENDIENTE	%	
1	2	66,88	1160	0,150	14,952	
2	3	130,92	66,88	1170	0,076	7,638
3	4	54,91	197,8	1180	0,182	18,212
4	5	38,35	252,71	1190	0,261	26,076
5	6	60,63	291,06	1200	0,165	16,493
6	0	351,69	351,69	1210		

Nota: la tabla muestra la pendiente de los tramos del cauce principal de la micro cuenca 3.

$$S_c = \left[\frac{5}{\frac{1}{\sqrt{0,150}} + \frac{1}{\sqrt{0,076}} + \frac{1}{\sqrt{0,182}} + \frac{1}{\sqrt{0,261}} + \frac{1}{\sqrt{0,165}}} \right]^2$$

$$S_c = 0,149 = 14,87\%$$

En la figura 5.03, se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 3, cuya pendiente promedio es de 11,87%.

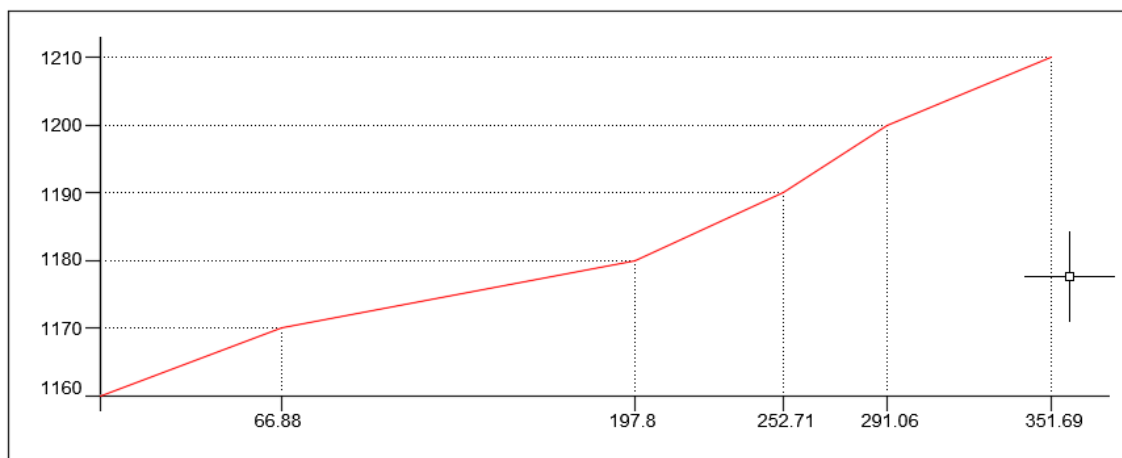


Figura 4. Perfil del cauce principal de la micro cuenca 3.

4.3.4.4 Cuenca (C_4)

La tabla 6 muestra las pendientes de cada uno de los tramos en que se dividió el cauce principal del área aferente 4; ya con estos resultados, se hace un promedio de las pendientes con el número de tramos en que se dividió el cauce (en este caso 4 tramos) para obtener la pendiente promedio del cauce principal. Para dicha operación, se utiliza la fórmula de Taylor-Schwarz:

Tabla 6.

Pendiente de los tramos del cauce principal de la micro cuenca 4.

TRAMO	LONGITUD (M)	ACUMULADA (M)	ELEVACION (m.s.n.m.)	PENDIENTE	%	
1	2	82,3	1155	0,061	6,075	
2	3	285,72	1160	0,035	3,500	
3	4	176,38	368,02	1170	0,057	5,670
4	5	72,45	544,4	1180	0,083	8,282
6	0	616,85	616,85	1186		

Nota: la tabla muestra la pendiente de los tramos del cauce principal de la micro cuenca 4.

$$S_c = \left[\frac{4}{\frac{1}{\sqrt{0,061}} + \frac{1}{\sqrt{0,035}} + \frac{1}{\sqrt{0,057}} + \frac{1}{\sqrt{0,083}}} \right]^2$$

$$S_c = 0,055 = 5,486\%$$

En la figura 5 se observa el perfil del cauce principal de la cuenca 4, cuya pendiente promedio es de 5,486%.

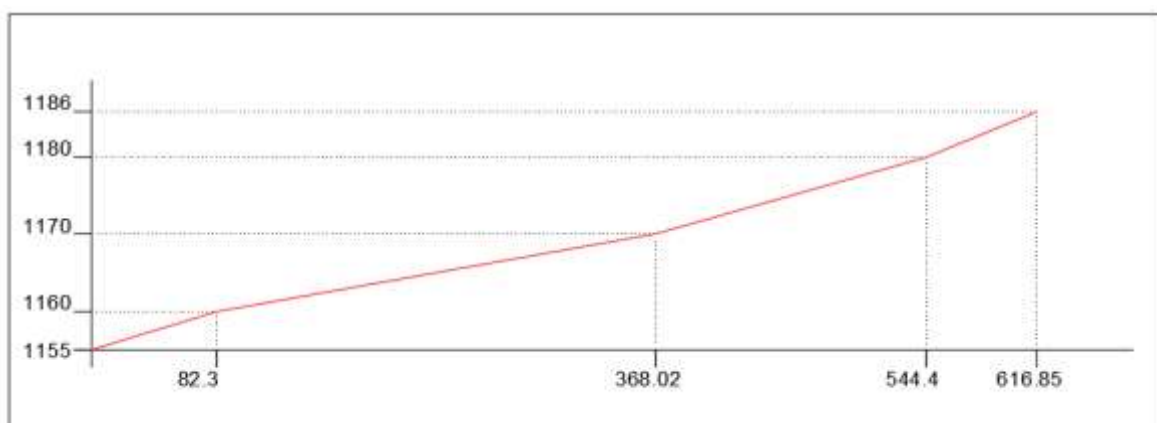


Figura N° 5. Perfil del cauce principal de la micro cuenca 4.

4.4 Nivel de complejidad

De acuerdo con lo establecido en el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico **RAS 2000**, se debe establecer el nivel de complejidad del proyecto, el cual está en función de la **población en la zona urbana** de la localidad o de la capacidad económica de los usuarios (población beneficiada con el proyecto).

Basándonos en el capítulo B.2.2.4 del RAS 2000. Se establecen unos métodos de cálculo para proyectar la población. Para nuestro proyecto se utilizaran los 3 métodos allí mencionados (aritméticos, geométricos, exponenciales) y la proyección de la población realizada por el DANE. Y se promediaran para hallar la población a utilizar.

Tabla 7.

Población de Ocaña en los censos de 1985, 1993 y 2005.

CENSO	TOTAL	CABECERA	RESTO
1985	66126	50784	15342
1993	74881	59574	15307
2005	90037	78856	11181

Nota: La tabla muestra la población en Ocaña en los censos de 1985, 1993 y 2005.

4.4.1 Método aritmético

$$Pf = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} (Tf - Tuc)$$

$$Pf = 78856 + \frac{78856 - 59574}{2005 - 1993} (2015 - 2005) = \mathbf{94924 \text{ hab}}$$

4.4.2 Método geométrico

$$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$$

$$r_1 = \left(\frac{59574}{50784} \right)^{1/1993-1985} - 1$$

$$r_1 = 0,0202$$

$$r_2 = \left(\frac{78856}{59574} \right)^{1/2005-1993} - 1$$

$$r_2 = 0,0236$$

$$r_{prom} = 0,0219$$

$$Pf = 78856 \times (1 + 0,0219)^{(2015 - 2005)} = 127005 hab$$

4.4.3 Método exponencial

$$Pf = Pci(e)^{k(Tf-Tci)}$$

$$K = \frac{\ln 50784 - \ln 59574}{1985 - 1993} = 0,02$$

$$K = \frac{\ln 59574 - \ln 78856}{1993 - 2005} = 0,0154$$

$$K_{prom} = 0,0234$$

$$Pf = 50784(e)^{0,0234(2015-1985)} = 102471 hab$$

Proyecciones de población de la cabecera municipal del municipio de Ocaña, basados en el censo del 2005.

Tabla 8.

Proyección de población para Ocaña.

POBLACIÓN CABECERA MUNICIPAL										
2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
78.827	80.002	81.104	82.174	83.23	84.245	85.233	86.193	87.127	88.031	88.908

Nota: la tabla muestra la proyección de población para Ocaña.

Promediando la población futura calculando en los 4 métodos, y teniendo en cuenta a la población flotante. Hallo mi población futura a trabajar.

$$Pf_{prom} = 94924 + 127005 + 102471 + 88908 = 103327 \text{ hab}$$

La capacidad económica de los habitantes de la población **alta**.

Según la tabla N° 8 del **RAS 2000**, teniendo en cuenta la población proyectada, el nivel de complejidad del proyecto es **alto**.

Tabla 9.

Nivel de Complejidad.

nivel de complejidad	población en la zona urbana (habitantes)	capacidad económica de los usuarios
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	>60000	Alta

Nota: la tabla muestra el nivel de complejidad de Ocaña para la realización de proyectos

pluviales. Fuente: Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS

2000.

4.5 Periodo de retorno (tr)

El periodo de retorno(T_r) es una forma de expresar la probabilidad de excedencia, por ello se dice lluvia o intensidad de 10 años o la creciente de 100 años en lugar de decir, los eventos cuyas probabilidades de excedencia son 10 y 1% en cada año, correspondiente a posibilidades de 1 en 10 y 1 en 100.

El periodo de retorno no significa que un evento de T_r años ocurrirá cada T_r años, sino, que más bien existe una probabilidad de $1/T_r$ de que tal evento ocurra en cada año.

Se determina de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, industria, 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 siguiente tabla se establecen valores de periodos de retorno o grados de protección.

Tabla 10.

Periodo de retorno o grado de protección.

CARACTERISTICAS DEL AREA DE DRENAJE	MINIMO (AÑOS)	ACEPTABLE (AÑOS)	RECOMENDADO (AÑOS)
tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores a 2 ha	2	2	3
tramos iniciales en zonas comerciales o industriales con áreas tributarias menores a 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: la tabla muestra el periodo de retorno o grado de protección. Fuente: reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

Dependiendo del **nivel de complejidad del sistema**, las autoridades locales deben definir el grado de protección, esto es, mínimo, aceptable o recomendado. En cualquier caso este grado de protección, o periodo de retorno debe ser igual o mayor al presentado en la tabla N° 10. Sin embargo, en casos especiales en los cuales exista peligro de vidas humanas, las autoridades locales pueden incrementar el grado de protección.

Tabla 11.

Grado de protección según el nivel de complejidad del sistema.

GRADO DE PROTECCION SEGÚN EL NIVEL DE COMPLEJIDAD DEL SISTEMA	
BAJO	MÍNIMO
MEDIO	MÍNIMO
MEDIO-ALTO	ACEPTABLE
ALTO	RECOMENDADO

Nota: la tabla presenta el grado de protección según el nivel de complejidad del sistema. Fuente: reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

Teniendo en cuenta el nivel de complejidad que en nuestro caso es **alto** se halló el grado de protección que está estipulado en la tabla D.4.3. Del RAS 2000. Siguiendo lo establecido en el reglamento el grado de protección es **recomendado**.

Siguiendo lo establecido en la tabla N°9 del **RAS 2000** para tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha. Y con un grado de protección recomendado. El periodo de retorno para la estructura pluvial en el municipio de Ocaña comprendidas entre la calle 7 y la carrera 27 hasta la intercepción con la circunvalar y el sector del barrio sesquicentenario entre la calle 12 y las carreras 28 y 29, es de **10 años**.

4.6 Coeficiente de escorrentía (c)

El coeficiente de escurrimiento es difícil de estimar cuando se aplica el método Racional. Teóricamente varía de 0 a 1 y refleja la habilidad de la cuenca de convertir la lluvia en escurrimiento. La parte de la lluvia máxima que llega a la salida de cuenca, depende básicamente

del porcentaje de superficie impermeable, de su pendiente y de las características de la superficie ante el encharcamiento. Las superficies impermeables como los concretos y los pavimentos de asfalto, producirán cerca del 100% de escurrimiento cuando están mojados, sin importar su pendiente.

Según lo establece el Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico en el título D.4.3.6 Para áreas de drenaje que incluyan subáreas con coeficientes de escorrentía diferentes, el valor de C representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

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

Tabla 12.

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 éstos	0,60 – 0,75
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,40 – 0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliar apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,20 – 0,35

Nota: la tabla muestra Coeficiente de escorrentía o impermeabilidad. Fuente: reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000.

Para obtener el Coeficiente de Escurrimiento de la áreas aferentes a la zona de inundación y de la micro-cuenca del rio chiquito, se divide la sumatoria de las áreas obtenidas en la tabla N°12 entre el área total de la cuenca.

Tabla 13.

Valores de coeficiente de escurrimiento C para las diferentes micro cuencas.

Áreas Aferentes	Cubierta (ha)	Pavimentos (ha)	Laderas (ha)	C			C Prom
				Cubiertas	Pavimentos	Laderas	
1	7,330	2,290	0,300	0,750	0,900	0,300	0,757
2	0,600	0,519		0,750	0,900		0,817
3	1,491	0,820		0,750	0,900		0,803
4	1,555	0,740		0,750	0,900		0,798

Nota. Dependiendo del tipo de terreno se escoge un coeficiente c el cual se promedia con el resto de coeficientes.

4.7 Duración de la lluvia

Para deducir el tiempo de la tormenta, esta se considera igual al tiempo de concentración del escurrimiento de las áreas aferentes. El tiempo de concentración es el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto más alejado a la cuenca hasta la estructura pluvial de encauzamiento.

El tiempo de concentración puede dividirse en dos: tiempo de entrada y tiempo de recorrido en la estructura pluvial

$$T_c = T_s + T_t$$

4.7.1 Tiempo de entrada.

Es el lapso transcurrido entre el comienzo del evento y el momento de acceso de la escorrentía superficial al sumidero, tiempo en el cual se presentan el recorrido en diferentes tipos de terreno, como por ejemplo en montaña, terreno plano, zanjas, etc. según el RAS 2000, el tiempo de entrada mínimo es de 5 minutos; para zonas urbanas como es el caso de la zona de las llanadas y sesquicentenario, es recomendable utilizar la ecuación de la FAA de Estados Unidos:

$$T_s = \frac{0,707 * (1,1 - c) * L^{1/2}}{S^{1/3}}$$

Tabla 14.

Tiempo de entrada.

AREA AFERENTE	C	L	Sc(pend)	Te
1	0,78	873,060	0,073	15,822
2	0,82	142,140	0,220	3,938
3	0,80	351,690	0,149	7,587
4	0,79	616,850	0,055	14,210

Nota: la tabla muestra el tiempo de entrada en las zonas de inundación.

4.7.2 Tiempo de transporte:

el tiempo de viaje o tránsito de agua dentro de la estructura pluvial. Según el RAS 2000 el tiempo de transporte, T_t real no debe diferir en más de un 10% por defecto o por exceso del valor calculado. Utilizando la fórmula.

$$T_t = \frac{L_c}{60 * V}$$

4.7.3 Estimación de la intensidad de lluvia

Las curvas intensidad- duración- frecuencia de las lluvias 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 precipitaciones con periodos de retorno específicos.

Para un nivel de complejidad alto, las curvas mencionadas se deben obtener mínimo de la información pluviográfica local.

La zona cuenta con varias estaciones a su alrededor como son: la estación del centro administrativo de Abrego con código 1605504, estación apto aguas claras con código 1605501, y la estación universidad francisco de paula Santander con código 1605501.

Se selección la estación de la universidad Francisco de Paula Santander por su cercanía a la zona de estudio. La estación cuenta con una información confiable de datos desde de diciembre de 1992

Tabla 15.

Valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas. Est. Fco P Santander Ocaña.

I D E A M - INSTITUTO DE HIDROLOGIA, METEOROLOGIA Y ESTUDIOS AMBIENTALES												SISTEMA DE INFORMACION NACIONAL AMBIENTAL		
VALORES MAXIMOS MENSUALES DE PRECIPITACION (mm)														
EN 24 HORAS														
FECHA DE PROCESO : 2015/06/17												ESTACION : 16055100 UNIV FCO P SANTAND		
LATITUD	0814 N	TIPO EST	CO	DEPTO	NORTE SANTANDER	FECHA-INSTALACION	1991-DIC							
LONGITUD	7419 W	ENTIDAD	01 IDEAM	MUNICIPIO	OCAÑA	FECHA-SUSPENSION								
ELEVACION	1190 m.s.n.m	REGIONAL	08 SANTANDERES	COBRIENTE	ALGONVAL									

AÑO EST	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC	VR ANUAL	

1991	2	01											0.0	0.0
1992	2	01	45.0	.0	30.0	25.0	33.0	15.0	30.0	25.0	20.0	36.0	7.0	45.0
1993	2	01	5.0	10.0	37.0	24.0	24.0	5.0	15.0	22.0	16.0	20.0	10.0	37.0
1994	2	01	2.2	27.0	6.0	103.0	56.0	2.0	22.0	28.4	24.9	26.9	48.0	102.0
1995	2	01	3.7	.6	29.0	48.5	50.0	44.0	24.0	25.0	60.0	33.0	48.0	60.0
1996	2	01	1.0	1.0	35.0	32.0	26.0	44.0	75.0	12.0	27.1	65.7	15.0	75.0
1997	2	01	9.0	.2	11.4	41.4	31.8	20.4	9.4	15.6	30.5	15.2	50.2	0.2
1998	2	01	16.4	14.4	57.0	26.0	25.6	26.6	31.0	37.0	43.0	29.9	14.8	57.0
1999	2	01	.5	.4	.4	.4	.4	.4	.4	.4	.4	.4	.4	0.3
2000	1	01	21.3	11.9	1.8	9.6	59.9	12.7	12.4	14.6	88.6	22.4	25.2	70.2
2001	1	01	3.5	.0	10.4	5.5	43.5	5.2	29.4	12.0	30.0	30.5	34.2	22.6
2002	1	01	.0	2.5	25.5	47.4	17.1	15.6	22.9	9.5	50.5	21.5	6.8	13.8
2003	1	01	.8	5.0	43.3	51.1	15.8	22.6	15.5	28.2	45.7	54.8	30.0	10.0
2004	1	01	.0	12.7	.0	35.5	29.9	13.2	15.2	13.5	25.1	44.7	29.5	14.2
2005	1	01	16.3	10.0	21.3	31.9	60.0	51.8	10.0	19.0	22.1	43.5	35.0	15.7
2006	1	01	30.1	1.1	26.2	29.2	32.5	43.2	15.8	16.2	32.6	21.6	45.2	.8
2007	1	01	2.4	.0	5.2	41.1	35.4	19.4	16.2	24.2	42.9	51.2	42.8	4.1
2008	1	01	.0	.3	29.2	59.4	27.0	10.4	22.0	33.4	31.7	32.1	69.6	9.7
2009	1	01	9.6	1.9	5.5	32.7	45.1	19.7	9.0	14.5	25.1	17.3	41.1	3.1
2010	1	01	.2	24.8	35.7	35.9	76.8	29.7	21.5	27.4	19.1	28.1	28.9	22.3
2011	1	01	14.3	4.8	30.4	50.1	24.7	65.2	26.5	42.2	24.2	35.4	15.8	11.2
2012	1	01	6.6	.0	7.9	34.2	25.6	13.6	4.6	44.4	43.6	26.5	41.2	10.1
2013	1	01	.0	8.5	12.0	22.6	36.5	13.6	4.6	44.4	43.6	26.5	41.2	10.1
2014	1	01	.0	11.6	55.0	55.7	39.2	3.0	.9	22.0	29.5	23.4	121.5	97.1
2015	1	01	1.5	10.1	3.6	22.2								22.2
MEDIOS	5.4	6.9	22.9	39.4	37.0	24.3	20.5	26.7	35.5	31.3	37.0	15.7	15.7	25.5
MAXIMOS	45.0	27.0	57.0	103.0	76.8	68.2	75.0	85.1	88.6	68.7	121.5	97.1	121.5	
MINIMOS	0.0	0.0	0.0	0.6	15.8	2.0	0.9	9.5	16.0	15.2	6.8	0.0	0.0	

Nota: la tabla muestra los valores máximos mensuales de precipitación en 24 horas. Est. Fco P Santander Ocaña tomado durante los años 1991 hasta 2015. Fuente: IDEAM.

4.7.3.2 Selección de la función de distribución de probabilidad.

Una vez que se asigna un periodo de retorno al gasto de diseño de la obra en cuestión, generalmente es necesario, para conocer dicho gasto de diseño, hacer extrapolaciones a partir de los gastos máximos anuales registrados, pues rara vez este periodo es menor al periodo de datos.

En la estadística existen decenas de funciones de distribución como (gumbel, log-gumbel, normal, log-normal, Pearson, log-Pearson); donde una selección apresurada de cualquiera de las

funciones podría traducirse en una estructura sobre diseñada y costosa o sub diseñada y peligrosa.

El método utilizado es el análisis gráfico, consiste simplemente en inspeccionar una gráfica donde se haya dibujado cada una de las diferentes funciones junto con los puntos medidos. La función de distribución de probabilidad que se seleccione será la que se apegue visualmente mejor a los datos medidos.

Tabla 16.

Precipitación Max en 24 horas estación climatológica Univ. Fco p Santander.

**ESTUDIO HIDROLOGICO PARA LAS ZONAS BAJAS DE SESQUICENTENARIO, LAS
LLANADAS Y CIRCUNVALAR AFLUENTES DEL RIO CHIQUITO**

**ESTUDIO HIDROLOGICO DE AVENIDAS
NALISIS DE LA PRECIPITACION EN 24 HORAS (1992-2014)**

ESTACION CLIMATOLOGICA UNIV. FCO P SANTANDER

ORDEN	AÑO	PM24
1	2014	121,50
2	1994	103,00
3	2000	88,60
4	1998	87,00
5	2013	85,10
6	2011	80,10
7	2010	76,80
8	1996	75,00
9	2008	69,60
10	1995	60,00
11	2005	60,00
12	2003	54,80
13	2007	51,20
14	2002	50,50
15	1997	50,20
16	2009	48,10
17	2006	45,20
18	1992	45,00
19	2004	44,70
20	2012	44,40
21	2001	43,50
22	1993	37,00

Nota: la tabla muestra Precipitación Max mensual en 24 horas estación climatológica Univ. Fco p Santander.

Tabla 17.

Comparación y selección del método de distribución.

ESTACIÓN METEOROLOGICA UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTNADER										
ESTUDIO HIDROLOGICO DE AVENIDAS										
ANALISIS DE LA PRECIPITACIÓN EN 24 HORAS (1992 -2014)										
DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD										
AÑO	m	P(obs)	Tr=(N+1)/m	PM24MAX (mm)	DP (GUM)	DP (NOR)	DP (LNOR)	DP (LGUM)	DP (PEAR)	DP (LPEAR)
2014	1	0,96	23	121,5	118,07	103,29	7,63	133,60	456,10	464,40
1994	2	0,91	12	103	103,26	95,46	7,26	107,67	310,12	365,13
2000	3	0,87	8	88,6	94,38	90,32	7,03	94,60	259,28	307,06
1998	4	0,83	6	87	87,91	86,07	6,84	86,09	233,44	265,86
2013	5	0,78	5	85,1	82,76	82,72	6,70	79,86	217,81	233,90
2011	6	0,74	4	80,1	78,42	79,81	6,58	74,97	207,34	207,79
2010	7	0,70	3	76,8	74,64	76,90	6,46	70,96	199,83	185,71
1996	8	0,65	3	75	71,26	74,22	6,35	67,54	194,18	166,59
2008	9	0,61	3	69,6	68,16	71,76	6,25	64,56	189,78	149,72
1995	10	0,57	2	60	65,28	69,30	6,15	61,91	186,26	134,63
2005	11	0,52	2	60	62,57	67,06	6,07	59,51	183,37	120,98
2003	12	0,48	2	54,8	59,97	64,60	5,97	57,30	180,96	108,51
2007	13	0,43	2	51,2	57,46	62,14	5,88	55,24	178,92	97,05
2002	14	0,39	2	50,5	55,00	59,91	5,80	53,29	177,17	86,44
1997	15	0,35	2	50,2	52,55	57,45	5,71	51,43	175,65	76,56
2009	16	0,30	1	48,1	50,09	54,99	5,62	49,61	174,32	67,31
2006	17	0,26	1	45,2	47,57	52,31	5,53	47,82	173,15	58,63
1992	18	0,22	1	45	44,93	49,40	5,43	46,02	172,10	50,44
2004	19	0,17	1	44,7	42,11	46,49	5,33	44,17	171,17	42,70
2012	20	0,13	1	44,4	38,96	43,14	5,22	42,19	170,33	35,35
2001	21	0,09	1	43,5	35,21	38,89	5,08	39,94	169,57	28,37
1993	22	0,04	1	37	30,04	33,75	4,91	37,05	168,88	21,70

Nota: la tabla muestra la comparación y selección del método de distribución.

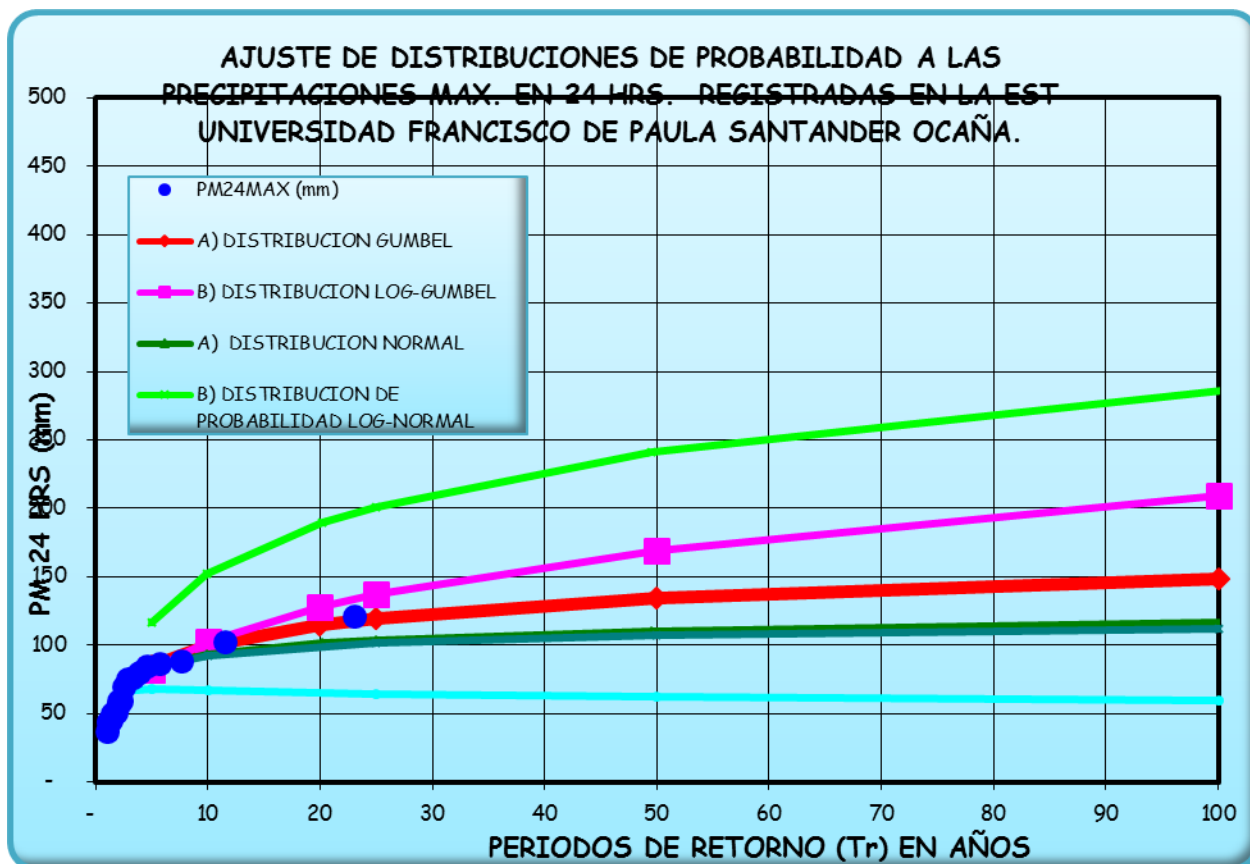


Figura N° 6. Método gráfico de ajuste y escogencia de la distribución

De acuerdo a la gráfica la función de distribución que mejor se ajusta a los datos medidos es la DISTRIBUCION DE GUMBEL

4.7.3.3 Intensidad y generación de curva idf

Tabla 18.

Precipitación máxima en 24 horas de la estación de la universidad.

Nº	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			x_i	$(x_i - \bar{x})^2$
1	1992	ENE	45,00	283,26
2	1993	MAR	37,00	616,55
3	1994	ABR	103,00	1694,93
4	1995	SEP	60,00	3,35
5	1996	JUL	75,00	173,44
6	1997	MAR	50,20	135,27
7	1998	MAR	87,00	633,51
8	1999	APR	0,80	3724,71
9	2000	MAY	88,60	716,61
10	2001	JUN	43,50	336,00
11	2002	JUL	50,50	128,38
12	2003	AUG	54,80	49,43
13	2004	SEP	44,70	293,45
14	2005	OCT	60,00	3,35
15	2006	NOV	45,20	276,57
16	2007	DEC	51,20	113,01
17	2008	JAN	69,60	60,37
18	2009	FEB	48,10	188,52
19	2010	MAR	76,80	224,09
20	2011	APR	80,10	333,78
21	2012	MAY	44,40	303,82
22	2013	JUN	85,10	541,47
23	2014	JUL	121,50	3560,46
23		Suma	1422,1	14394,3

Nota: la tabla muestra la precipitación máxima en 24 horas de la estación de la universidad.

Se trabajó con la distribución tipo gumbel para calcular los valores extremos. Precipitación máxima en 24 horas.

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{n} = 61,83 \text{ mm}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} = 25,579 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{6}{\pi} * s = 19,944 \text{ mm}$$

$$u = \bar{x} - 0,5772 * \alpha = 50,32 \text{ mm}$$

Para el modelo de probabilidad

$$f_{(x)} = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$$

Tabla 19.

Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias.

<i>Periodo</i>	<i>Variable</i>	<i>Precip.</i>	<i>Prob. de</i>	<i>Corrección</i>
<i>Retorno</i>	<i>Reducida</i>	<i>(mm)</i>	<i>ocurrencia</i>	<i>intervalo fijo</i>
<i>Años</i>	<i>YT</i>	<i>XT'(mm)</i>	<i>F(xT)</i>	<i>XT (mm)</i>
2	0,3665	57,6285	0,5000	65,1202
5	1,4999	80,2335	0,8000	90,6638
10	2,2504	95,1999	0,9000	107,5759
25	3,1985	114,1101	0,9600	128,9444
50	3,9019	128,1387	0,9800	144,7967
100	4,6001	142,0637	0,9900	160,5320
500	6,2136	174,2424	0,9980	196,8939

Nota: la tabla enseña los cálculos de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias.

Según el estudio de miles de estaciones - año de datos de lluvia, realizado por L. L. Welss, los resultados de un análisis probabilístico llevado a cabo con lluvias máximas anuales tomadas

en un único y fijo intervalo de observación, al ser incrementados en un 13% conducían a magnitudes más aproximadas a las obtenidas en el análisis basado en lluvias máximas verdaderas. Por tanto el valor representativo adoptado para la cuenca será multiplicado por 1.13 para ajustarlo por intervalo fijo y único de observación.

Tabla 20.

Valores concluidos para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas.

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0,30	0,39	0,46	0,52	0,57	0,61	0,68	0,80	0,91	1,00

Nota: la tabla presenta los Valores concluidos para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas.

Estos datos serán obtenidos como un porcentaje de los resultados de la *precipitación máxima probable* para 24 horas, para cada período de retorno, diferentes porcentajes de este valor según los tiempos de duración de lluvia adoptados.

Tabla 21.

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias.

		Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
Tiempo de Cociente duración		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	65,1202	90,6638	107,5759	128,9444	144,7967	160,5320	196,8939
18 hr	X18 = 91%	59,2594	82,5041	97,8941	117,3394	131,7650	146,0841	179,1734
12 hr	X12 = 80%	52,0962	72,5311	86,0607	103,1555	115,8374	128,4256	157,5151
8 hr	X8 = 68%	44,2817	61,6514	73,1516	87,6822	98,4618	109,1618	133,8878
6 hr	X6 = 61%	39,7233	55,3049	65,6213	78,6561	88,3260	97,9245	120,1053
5 hr	X5 = 57%	37,1185	51,6784	61,3183	73,4983	82,5341	91,5033	112,2295
4 hr	X4 = 52%	33,8625	47,1452	55,9395	67,0511	75,2943	83,4767	102,3848
3 hr	X3 = 46%	29,9553	41,7054	49,4849	59,3144	66,6065	73,8447	90,5712
2 hr	X2 = 39%	25,3969	35,3589	41,9546	0,0000	56,4707	62,6075	76,7886
1 hr	X1 = 30%	19,5361	27,1991	32,2728	38,6833	43,4390	48,1596	59,0682

Nota: la tabla presenta las Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias.

Basándose en los resultados de la anterior tabla, y los tiempos de duración adoptados, calculamos la intensidad equivalente para cada caso, según:

$$I = \frac{P [mm]}{t_{duracion} [hr]}$$

Tabla 22.

Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de duración.

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno						
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24								
hr	1440	2,71	3,78	4,48	5,37	6,03	6,69	8,20
18								
hr	1080	3,29	4,58	5,44	7,16	7,32	8,12	9,95
12								
hr	720	4,34	6,04	7,17	8,60	9,65	10,70	13,13
8 hr	480	5,54	7,71	9,14	10,96	12,31	13,65	16,74
6 hr	360	6,62	9,22	10,94	13,11	14,72	16,32	20,02
5 hr	300	7,42	10,34	12,26	14,70	16,51	18,30	22,45
4 hr	240	8,47	11,79	13,98	16,76	18,82	20,87	25,60
3 hr	180	9,99	13,90	16,49	19,77	22,20	24,61	30,19
2 hr	120	12,70	17,68	20,98	25,14	28,24	31,30	38,39
1 hr	60	19,54	27,20	32,27	38,68	43,44	48,16	59,07

Nota: la tabla muestra la Intensidades de lluvia para diferentes tiempos de duración.

$$I = \frac{P \left[\frac{\text{mm}}{\text{hr}} \right]}{t_{\text{duración}} \left[\frac{\text{hr}}{\cdot} \right]}$$

La representación matemática de las curvas Intensidad - Duración - Período de retorno, Sg.

Bernard es:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

En la cual:

I = intensidad (mm/hr)

t = duración de la lluvia (min)

T = periodo de retorno (años)

k, m, n , = parámetro de ajuste

Realizando un cambio de variable:

$$d = K \cdot T^m$$

De donde:

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

Tabla 23.

Periodo de retorno para $T = 2$ años.

<i>Periodo de retorno para $T = 2$ años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	2,71	7,27	1,00	7,26	52,89
2	1080	3,29	6,98	1,19	8,32	48,79
3	720	4,34	6,58	1,47	9,66	43,29
4	480	5,54	6,17	1,71	10,56	38,12
5	360	6,62	5,89	1,89	11,13	34,65
6	300	7,42	5,70	2,00	11,43	32,53
7	240	8,47	5,48	2,14	11,71	30,04
8	180	9,99	5,19	2,30	11,95	26,97
9	120	12,70	4,79	2,54	12,17	22,92
10	60	19,54	4,09	2,97	12,17	16,76
10	4980	80,61	58,16	19,21	106,36	346,94
Ln (d) =	5,51	d =	246,19	n =	-0,62	

Nota: la tabla muestra el periodo de retorno para $T = 2$ años.

Tabla 24.

Periodo de retorno para $T = 5$ años.

<i>Periodo de retorno para $T = 5$ años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) ²
1	1440	3,78	7,27	1,33	9,67	52,89
2	1080	4,58	6,98	1,52	10,63	48,79
3	720	6,04	6,58	1,80	11,84	43,29
4	480	7,71	6,17	2,04	12,61	38,12
5	360	9,22	5,89	2,22	13,07	34,65
6	300	10,34	5,70	2,34	13,32	32,53
7	240	11,79	5,48	2,47	13,52	30,04
8	180	13,90	5,19	2,63	13,67	26,97
9	120	17,68	4,79	2,87	13,75	22,92
10	60	27,20	4,09	3,30	13,52	16,76
10	4980	112,23	58,16	22,52	125,60	346,94
<i>Ln (d) =</i>	5,84		<i>d =</i>	342,76	<i>n =</i>	-0,62

<i>Periodo de retorno para $T = 5$ años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) ²
1	1440	3,78	7,27	1,33	9,67	52,89
2	1080	4,58	6,98	1,52	10,63	48,79
3	720	6,04	6,58	1,80	11,84	43,29
4	480	7,71	6,17	2,04	12,61	38,12
5	360	9,22	5,89	2,22	13,07	34,65
6	300	10,34	5,70	2,34	13,32	32,53
7	240	11,79	5,48	2,47	13,52	30,04
8	180	13,90	5,19	2,63	13,67	26,97
9	120	17,68	4,79	2,87	13,75	22,92
10	60	27,20	4,09	3,30	13,52	16,76
10	4980	112,23	58,16	22,52	125,60	346,94
<i>Ln (d) =</i>	5,84		<i>d =</i>	342,76	<i>n =</i>	-0,62

Nota: la tabla muestra el periodo de retorno para $T = 5$ años.

Tabla 25.

Periodo de retorno para T = 10 años.

<i>Periodo de retorno para T = 10 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) ²
1	1440	4,48	7,27	1,50	10,91	52,89
2	1080	5,44	6,98	1,69	11,83	48,79
3	720	7,17	6,58	1,97	12,96	43,29
4	480	9,14	6,17	2,21	13,66	38,12
5	360	10,94	5,89	2,39	14,08	34,65
6	300	12,26	5,70	2,51	14,30	32,53
7	240	13,98	5,48	2,64	14,46	30,04
8	180	16,49	5,19	2,80	14,56	26,97
9	120	20,98	4,79	3,04	14,57	22,92
10	60	32,27	4,09	3,47	14,22	16,76
10	4980	133,17	58,16	24,23	135,55	346,94
<i>Ln (d) =</i>	6,01	<i>d =</i>	406,69	<i>n =</i>	-0,62	

Nota: la tabla muestra el Periodo de retorno para T = 10 años.**Tabla 26.**

Periodo de retorno para T = 25 años.

<i>Periodo de retorno para T = 25 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) ²
1	1440	5,37	7,27	1,68	12,23	52,89
2	1080	7,16	6,98	1,97	13,75	48,79
3	720	8,60	6,58	2,15	14,15	43,29
4	480	10,96	6,17	2,39	14,78	38,12
5	360	13,11	5,89	2,57	15,15	34,65
6	300	14,70	5,70	2,69	15,33	32,53
7	240	16,76	5,48	2,82	15,45	30,04
8	180	19,77	5,19	2,98	15,50	26,97
9	120	25,14	4,79	3,22	15,44	22,92
10	60	38,68	4,09	3,66	14,97	16,76
10	4980	160,26	58,16	26,14	146,75	346,94
<i>Ln (d)</i> =	6,13	<i>d =</i>	457,28	<i>n =</i>	-0,60	

Nota: la tabla muestra el periodo de retorno para T = 25 años.

Tabla 27.

Periodo de retorno para T = 50 años.

<i>Periodo de retorno para T = 50 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	6,03	7,27	1,80	13,07	52,89
2	1080	7,32	6,98	1,99	13,90	48,79
3	720	9,65	6,58	2,27	14,92	43,29
4	480	12,31	6,17	2,51	15,50	38,12
5	360	14,72	5,89	2,69	15,83	34,65
6	300	16,51	5,70	2,80	15,99	32,53
7	240	18,82	5,48	2,94	16,09	30,04
8	180	22,20	5,19	3,10	16,10	26,97
9	120	28,24	4,79	3,34	15,99	22,92
10	60	43,44	4,09	3,77	15,44	16,76
10	4980	179,24	58,16	27,21	152,83	346,94
<i>Ln (d) =</i>	6,31	<i>d =</i>	547,41	<i>n =</i>	-0,62	

Nota: la tabla muestra el Periodo de retorno para T = 50 años.**Tabla 28.**

Periodo de retorno para T = 100 años.

<i>Periodo de retorno para T = 100 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	6,69	7,27	1,90	13,82	52,89
2	1080	8,12	6,98	2,09	14,62	48,79
3	720	10,70	6,58	2,37	15,60	43,29
4	480	13,65	6,17	2,61	16,13	38,12
5	360	16,32	5,89	2,79	16,44	34,65
6	300	18,30	5,70	2,91	16,58	32,53
7	240	20,87	5,48	3,04	16,65	30,04
8	180	24,61	5,19	3,20	16,63	26,97
9	120	31,30	4,79	3,44	16,49	22,92
10	60	48,16	4,09	3,87	15,86	16,76
10	4980	198,72	58,16	28,24	158,83	346,94
<i>Ln (d) =</i>	6,41	<i>d =</i>	606,90	<i>n =</i>	-0,62	

Nota: la tabla muestra el Periodo de retorno para T = 100 años.

Tabla 29.

Periodo de retorno para T = 500 años.

<i>Periodo de retorno para T = 500 años</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	8,20	7,27	2,10	15,31	52,89
2	1080	9,95	6,98	2,30	16,05	48,79
3	720	13,13	6,58	2,57	16,94	43,29
4	480	16,74	6,17	2,82	17,40	38,12
5	360	20,02	5,89	3,00	17,64	34,65
6	300	22,45	5,70	3,11	17,75	32,53
7	240	25,60	5,48	3,24	17,77	30,04
8	180	30,19	5,19	3,41	17,70	26,97
9	120	38,39	4,79	3,65	17,46	22,92
10	60	59,07	4,09	4,08	16,70	16,76
10	4980	243,73	58,16	30,28	170,70	346,94
<i>Ln (d) =</i>	6,61		<i>d =</i>	744,36	<i>n =</i>	-0,62

Nota: la tabla muestra el Periodo de retorno para T = 500 años.**Tabla 30.**

Resumen de aplicación de regresión potencial.

<i>Resumen de aplicación de regresión potencial</i>		
Periodo de Retorno (años)	Término ctte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	246,18863087035	-0,61638608809
5	342,75686349690	-0,61638608809
10	406,69343617484	-0,61638608809
25	457,27524544082	-0,60376652983
50	547,40767285951	-0,61638608809
100	606,89536522731	-0,61638608809
500	744,36234102987	-0,61638608809
Promedio =	478,79707929994	-0,61458329405

Nota: la tabla muestra el Resumen de aplicación de regresión potencial.

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la ecuación:

$$d = K * T^m$$

Tabla 31.

Constante de regresión.

<i>Regresión potencial</i>						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	246,1886	0,6931	5,5061	3,8165	0,4805
2	5	342,7569	1,6094	5,8370	9,3943	2,5903
3	10	406,6934	2,3026	6,0081	13,8341	5,3019
4	25	457,2752	3,2189	6,1253	19,7165	10,3612
5	50	547,4077	3,9120	6,3052	24,6661	15,3039
6	100	606,8954	4,6052	6,4084	29,5116	21,2076
7	500	744,3623	6,2146	6,6125	41,0943	38,6214
7	692	3351,5796	22,5558	42,8025	142,0334	93,8667
Ln (K) = 5,4892		K = 242,0609		m = 0,1941		

Nota: la tabla muestra la Constante de regresión potencial de intensidad de lluvia.

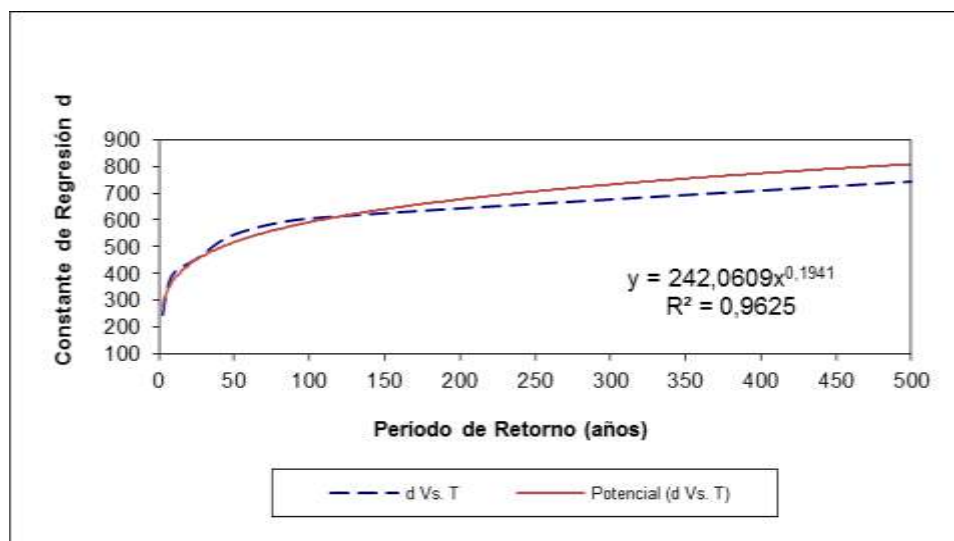


Figura N° 7. Constante regresión Vs periodo de retorno.

Finalmente se tiene la ecuación de intensidad válida para la cuenca:

$$I = \frac{0,194106 \cdot 242,0609 * T}{0,61458 t}$$

Donde:

I= intensidad de precipitación (mm/hr)

T=periodo de retorno (años)

t= Tiempo de duración de precipitación (min)

Tabla 32.

Intensidad- tiempo duración- periodo. }

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	102,99	67,26	52,43	43,93	38,30	34,24	31,15	28,69	26,69	25,01	23,59	22,36
5	123,03	80,36	62,63	52,48	45,76	40,91	37,21	34,28	31,88	29,88	28,18	26,72
10	140,75	91,93	71,65	60,04	52,35	46,80	42,57	39,21	36,47	34,19	32,24	30,56
25	168,15	109,82	85,60	71,73	62,53	55,91	50,85	46,85	43,57	40,84	38,52	36,51
50	192,37	125,64	97,93	82,06	71,54	63,96	58,18	53,59	49,85	46,72	44,07	41,77
100	220,07	143,73	112,03	93,87	81,84	73,17	66,55	61,31	57,03	53,45	50,41	47,79
500	300,77	196,44	153,11	128,30	111,86	100,00	90,96	83,79	77,94	73,06	68,90	65,31

Nota: la tabla muestra la intensidad- tiempo duración- periodo.

Curvas IDF de la cuenca

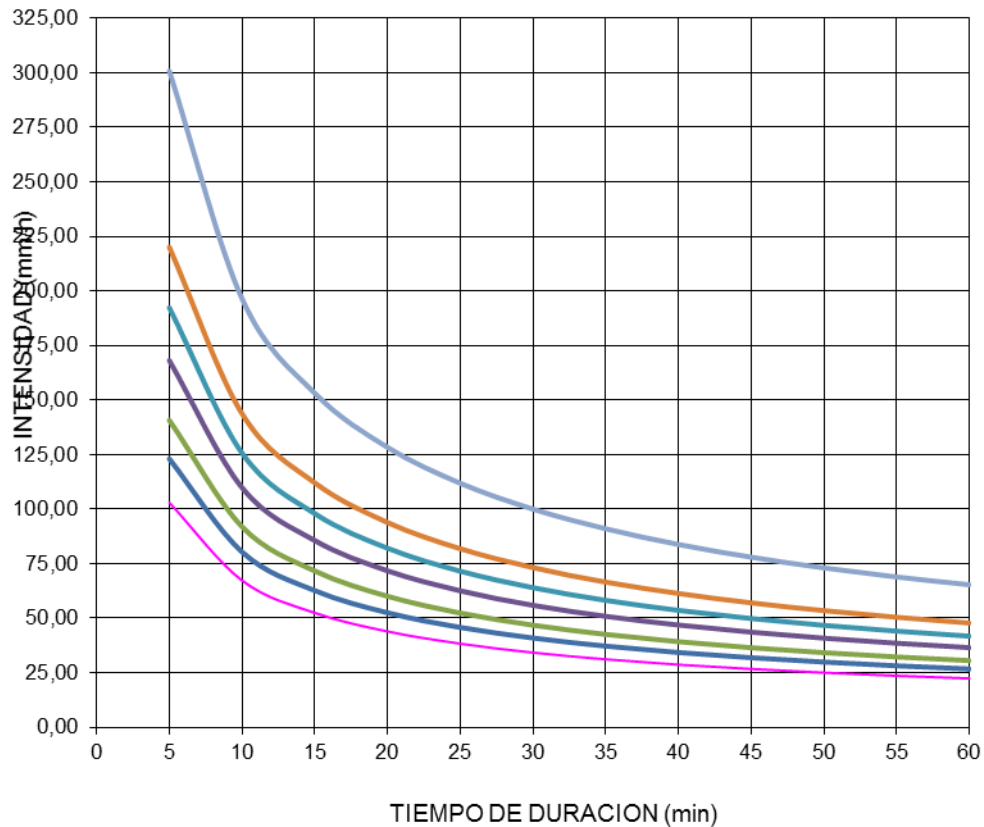


Figura N° 8. Curvas de intensidad- duracion y frecuencia idf.

4.7.4 Caudal maximo: metodo racional

La concepcion fundamental del metodo Racional establece que la intensidad de lluvia I comienza instantaneamente y continua indefinidamente, la cantidad de escurrimiento se va incrementando hasta alcanzar el tiempo de concentracion (T_c), cuando toda la cuenca esta contribuyendo al flujo en su salida. Por lo anterior, la intensidad I tiene una duracion igual al T_c

y corresponde al periodo de retorno de la creciente o gasto máximo que se estima. El cociente entre el producto de la intensidad de lluvia I por el área de cuenca A y el gasto máximo Q , que ocurre al llegar al T_c , se denomina coeficiente de escurrimiento C y lógicamente varía de cero a uno. La fórmula del método Racional en sistema inglés es:

$$Q = C I A$$

En el cual, Q se expresa en pies cúbicos por segundo (cfs), I en pulgadas por hora (in/h) y A en acres. Como un cfs es igual a 1,083 acres*in/h, el factor de conversión de unidades se incluye en el valor de C . En el sistema métrico con el gasto en litros por segundos (l/s), la intensidad en mm/h y el área de cuenca en (ha), es decir en $10^4 m^2$, la fórmula es:

$$Q = 2,778 C I A$$

En general, el método racional solo es aplicable en cuencas pequeñas donde las variaciones espaciales de la lluvia son reducidas y donde los efectos del almacenamiento en los cauces son todavía despreciables. A este respecto, se han definido, por una parte un tamaño máximo de cuenca de hasta 700 ha. (Francisco, 2001)

4.7.4.1 Estimacion del caudal maximo

Para obtener el caudal de las 4 areas aferentes de la zona de estudio, se utilizara la ecuacion siguiente; ya que las unidades de medida de cada variable son las utilizadas para obtener los resultados de cada una de estas.

$$Q = 2,78 C * I * A$$

El caso de coeficiente de escurrimiento (C), se utilizaron los datos propuestos por el reglamento tecnico de saneamiento RAS 2000.

Tabla 33.

Caudal de esorrentia de las zonas aferentes.

AREA AFERENTE	C	L	Sc(pend)	T	T	I	área	Q (l/s)	Q(m/s)
1	0,78	873,060	0,073	15,995	10	68,879	12,2600	1831,12	1,831
2	0,82	142,140	0,220	3,910	10	163,727	1,130	421,75	0,422
3	0,80	351,690	0,149	7,503	10	109,682	2,620	639,10	0,639
4	0,79	616,850	0,055	14,314	10	73,745	2,610	422,71	0,423

Nota: caudal máximo que produce la inundación en la zona de estudio.

Capítulo 5. Evaluación de las obras de drenaje existentes en la zona de estudio

Determinadas las áreas aferentes y definidas las micocuencas; identificando cada una de las estructuras que componían las zonas de estudio. Para el desarrollo y evaluación de las estructuras estas se realizan por áreas drenadas, así mismo como la localización y características de los elementos que componen cada uno de las estructuras hidráulicas. El diagnóstico consiste en determinar la capacidad hidráulica del sistema de alcantarillado combinado y las estructuras hidráulicas (CUNETAS, SUMIDEROS Y ALCANTARILLAS), determinantes en la prevención y evacuación de inundaciones.

La siguiente evaluación presenta los cálculos hidráulicos del sistema existente para recoger las aguas lluvias. La revisión consiste en definir si las condiciones del sistema actual tienen la capacidad y cumple con las exigencias del reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000.

5.1 Cunetas

Considerando que por lo general el área aferente a las cunetas es inferior a una hectárea (1,0 ha), para la obtención de los caudales de diseño se emplea el método racional.

El área aferente a la cuneta debe incluir la calzada o media calzada de la vía, más la proyección horizontal del talud de corte hasta la zanja de coronación. En caso de no proyectarse esta zanja, la cuneta debe contemplar el área topográfica aferente a la misma. En la definición de

esta area se debe considerar el perfil del diseño geometrico que establece los limites o puntos altos que define los sentidos de drenaje hacia las cunetas. (transporte)

Funcionamiento hidraulico.

El dimensionamiento o diseño hidraulico de la cuneta consiste en verificar que la capacidad hidraulica de la estructura, estimada con la expresion de mannig sea superior al caudal de diseño

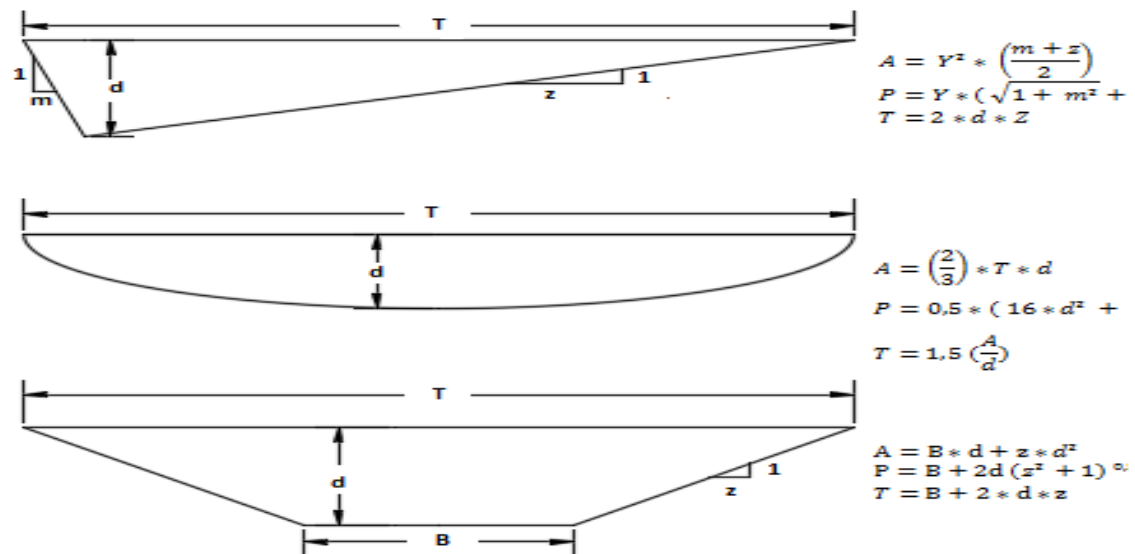


Figura N° 9. Secciones hidraulicas de cunetas.

La limana de agua debe ser inferior o igual a la profundidad de la cuneta y la velocidad debe ser, a su vez menor que la maxima admisible para el material de la cuneta, pero mayor que la velocidad que favorezcan la sedimentacion y el crecimiento vegetal. Es necesario verificar,

tambien, que la velocidad en el descole o canal de salida se encuentre dentro del rango permisible, sin originar sedimentos o inestabilidad en la corriente o terreno receptor. (transporte)

Localizacion

El unico sector de la zona de estudio que presenta cuneta es el sector de la via de la circunvalar con cunetas ambos lados de la via.

$$Q_{\text{hidrologico}}: 1,831 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0,073$$

Analisis hidraulico de cunetas

- **Cuneta derecha**

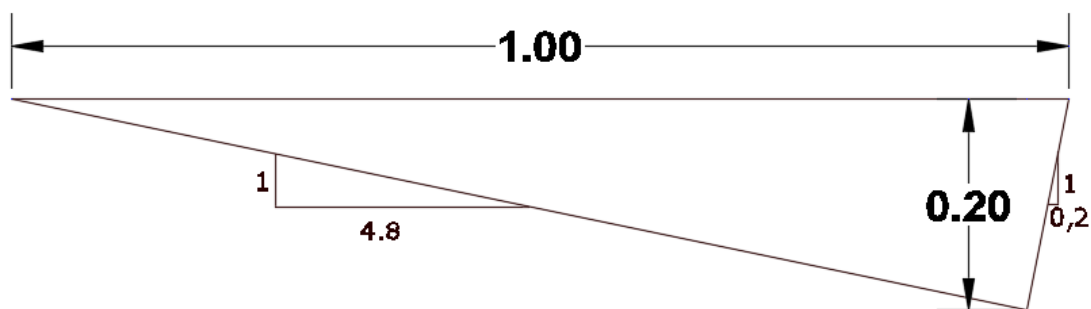


Figura 10. Cuneta derecha tomando el norte como sentido.

$$A = (0,2^2) \left(\frac{4,8 + 0,2}{2} \right) = 0,1 \text{ m}^2$$

$$P = 0,2 (\sqrt{1 + 4,8^2} + \sqrt{1 + 0,2^2}) = 1,18 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{0,10}{1,18} = 0,085 \text{ m}$$

$$Q = \left(\frac{0,10}{0,013} \right) * (0,085)^{\frac{2}{3}} * 0,073^{\frac{1}{2}} = 0,401 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

La capacidad de la cuneta es inferior al caudal de escorrentia lo cual produce inundacion en la via. Lo cual hace necesario determinar el ancho de inundación con la siguiente ecuacion.

$$T = \left[\frac{Q * n}{K_u * S_x^{1,67} * S_l^{0,5}} \right]^{0,375}$$

Donde :

T: ancho de la inundacion de la via (m)

Ku: 0,376 (sistema métrico)

n: coeficiente de manning

Q: caudal total de escorrentia (m³/s)

S_x: Pendiente transversal de la via.

S_L: pendiente longitudinal de la via.

$$T = \left[\frac{1,83 * 0,013}{0,376 * 0,02^{1,67} * 0,073^{0,5}} \right]^{0,375} = 6,72 \text{ m}$$

Tabla 34.

Ancho de inundacion permitido.

clasificación de la vía	Ancho de inundación superficial admisible T(m)
Zona residencial	3
Zona institucional y comercial	2,5
Vías tipo V-0 a V-3	2,5

Nota. La tabla muestra el Ancho de inundación permitido de acuerdo a la clasificación de la vía.

Fuente. Norma técnica NDC-SE-RA-015 sumideros y/o captación superficial de aguas

Lluvias en vías urbanas en Cali

Debido a la gran area aferente a la cuneta y la imposibilidad de contruir alcantarillas por las viviendas que estan la via , hacen que la cuneta no cuente con la capacidad suficiente para transportar el caudal de escorrentia hasta la alcantarilla.



Fotos N° 1. Ancho de inundacion de la circunvalar.

- **Cuneta izquierda**

La cuneta izquierda tomando como sentido el norte, de la circunvalar transporta el caudal de escorrentia producido por la via y casas aledañas a la via.

DATOS:

Caudal de escorrentia producido por la via:

Area : 0,512 ha

I=68,879 mm/hr

$Q = 2,78 * 0,9 * 68,879 * 0,512 = 88,23 \text{ l/s} = 0,088 \text{ m}^3/\text{s}$

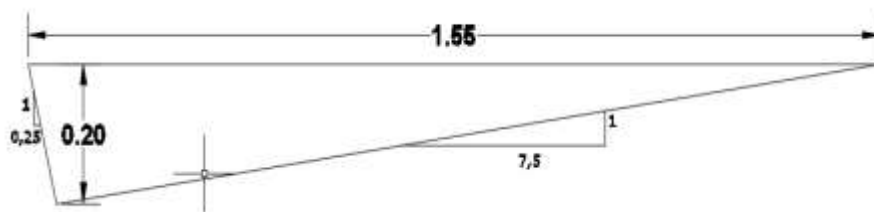


Figura N° 11. Cuneta izquierda.

$$A = (0,2^2) \left(\frac{7,5 + 0,25}{2} \right) = 0,155 \text{ m}^2$$

$$P = 0,2 (\sqrt{1 + 7,5^2} + \sqrt{1 + 0,25^2}) = 1,719 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{0,155}{1,719} = 0,09 \text{ m}$$

$$Q = \left(\frac{0,155}{0,013} \right) * (0,09)^{\frac{2}{3}} * 0,073^{\frac{1}{2}} = 0,64 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

La cuneta izquierda cuenta con una capacidad suficiente para transportar el caudal producido por la vía y algunas casa aledañas.

5.2 Sumideros

5.2.1 Criterios de localización

Los sumideros se localizaran en bahías laterales por fuera de la calzada de rodamiento de vías, en andenes, separadores viales y zonas verdes. Para calzadas adyacentes a ríos o canales de agua lluvia no se deben hacer sumideros, los drenajes de agua lluvia de estas vías deben conectarse directamente por canaleta a estos cauces.

Los sumideros deben ubicarse como mínimo cuando se presenten las siguientes situaciones:

- Puntos bajos y depresiones en los cuales son de esperarse concentraciones de escorrentía superficial y donde puede ser muy eficiente la captación
- Cambio de pendiente longitudinal de las vías que en realidad corresponden a puntos bajos locales,
- Aguas arriba del puente y reductores de velocidad que corresponden a sitios donde se pueden presentar concentraciones de escorrentía superficial.
- Aguas debajo de puentes elevados para captar la escorrentía generada por estos.
- Antes de las intersecciones de calles, para evitar que el tráfico debe sortear las corrientes superficiales.

- Aguas arriba de los cruces peatonales, para que los peatones no se vean obligados a cruzar las corrientes de escorrentía.
- Aguas arriba de los cruces peatonales, para que los peatones no se vean obligados a cruzar las corrientes de escorrentía.
- Aguas arriba de los pasos a desnivel.

Hay otros criterios a tener en cuenta para realizar la ubicación final:

- Analizar el esquema geométrico de cada calle, particularmente de su sección transversal, de forma que se pueda decidir si se debe poner un sumidero en cada lado o solo en el lado bajo. Este criterio es importante en calles antiguas o repavimentadas, es decir donde el drenaje superficial es deficiente.
- En las intersecciones de las calles, antes de la zona de tráfico de peatones y en especial cuando deba impedirse el flujo transversal de la escorrentía o evitar trasbases, en los puntos bajos donde puedan crearse depresiones con aguas estancadas, de tal manera que se garantice la captación de las aguas.
- No localizar sumideros donde interfieran con otros servicios públicos como son las cajas de electricidad y de teléfonos.
- La existencia de árboles cercanos a la vía, particularmente aquellos con raíces superficiales pueden perturbar significativamente la eficiencia de captación del sumidero.

5.2.2 Parametros y procedimiento de diseño para la ubicación de los sumideros

El procedimiento de diseño establecido en esta norma para la captación de la escorrentía superficial en las vías, consiste en determinar el espaciamiento de los sumideros, a partir de una geometría única de los mismos y su capacidad de captación, un caudal de diseño y un ancho inundación de las vías “T” permisible.

5.3 Parametros De Diseño

5.3.1 Caudal de diseño

El diseño de los sumideros deben ser compatible con la capacidad de las redes alcantarillado, para tal efecto, los caudales de diseño de los sumideros se estiman de la misma manera a los de la redes de alcantarillado.

5.3.1.1 Ancho de inundación de la vía por escorrentía “t”

El ancho de inundación “T” permisible de la vía esta en función del tipo de vía, del tráfico vehicular y peatonal esperado tal como se muestra en la tabla N° 29.

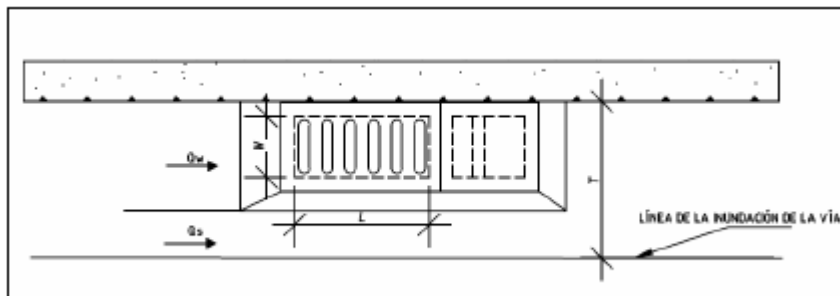


Figura N° 12. Vista sumidero en planta (anho de inundación).

a) Calculo del ancho de inundación de la via “t”

El ancho de inundación de la via se determina mediante la siguiente expresion:

$$T = \left[\frac{Q * n}{K_u * S_u^{1,67} * S_L^{0,5}} \right]^{0.375}$$

Donde:

T: Ancho de la inundación de la via (m)

K_u : 0,376 (sistema métrico)

n: Coeficiente de Manning

Q: caudal total de escorrentia (m^3/s)

S_x : Pendiente transversal de la via

S_l : Pendiente longitudinal de a via.

b) Calculo de la profundidad del agua junto al andén.

La profundidad del flujo junto al sardinel se calcula con la siguiente expresión:

$$Y = T * sx$$

Una vez obtenidos estos valores, se compara el valor de “T” con el ancho de inundación máximo permitido para la vía y el valor de “Y”. Si estos valores son aceptables, se procede al siguiente paso. Si se exceden estos valores, se debe contraer el área de drenaje disminuyendo la distancia entre sumideros sencillos o colocados uno doble o mixto y se repiten los pasos anteriores para verificar que los valores de los parámetros mencionados sean satisfactorios.

5.3.1.2 Cálculo del flujo interceptado por la rejilla

El caudal interceptado por la rejilla $Q_1 = E * Q$

Siendo E la eficiencia de la rejilla, y Q el caudal por la vía.

La eficiencia de la rejilla E se determina a partir de la siguiente ecuación.

Tabla 35.

Valor máximo admisible de Y en una vía.

VERIFICACIÓN DE VÍA	VALOR MAXIMO ADMISIBLE "y" (m)
Zona Residencial	0,06
Zona Comercial o Institucional	0,05
Vía Tipo V-0 y V-3	0,05

Nota. la tabla muestra el valor maximo admisible de Y en una vía.

$$E = 0,5358 X^{-0,7898}$$

Donde:

$$X = \frac{Q}{Y}$$

$$E = 0,5358 \left(\frac{Q}{Y} \right)^{-0,7898}$$

Q=(m³/s)(Q= Caudal máximo captado por sumidero)

5.3.1.3 Calculo del flujo captado por la apertura lateral

Para la altura lateral del sumidero de 15 cm, el caudal se calcula con el siguiente procedimiento:

1. Se calcula la longitud requerida para capta la totalidad del caudal de escorrentia sobre la vía:

$$L_T = K_U * Q^{0,42} * S_L^{0,3} * \left[\frac{1}{n * S_x} \right]$$

Donde:

L_T : longitud de la apertura para captar el 100% del flujo en la vía.

S_L : Pendiente longitudinal

K_U : 0.817 (sistema métrico)

n : Coeficiente de rugosidad en formula de manning.

2. Se calcula la eficiencia de la captación para la longitud de la apertura establecida para el sumidero:

$$E = 1 - \left[\frac{1-L}{L_T} \right]^{1.8}$$

Donde:

E = Eficiencia

L : 1,47 (longitud de apertura lateral de estructura estándar en m)

3. Se calcula el caudal captado por la apertura de 1,47 m.

$$Q_2 = E * Q$$

El valor del caudal total interceptado por el sumidero “ Q_i ” equivale a la suma de los caudales captados por la rejilla Q_1 y la apertura lateral Q_2 y éste debe ser igual o mayor que el

caudal Q estimado para el tramo con una frecuencia de retorno dada para la red central. (emcali, 40)

5.3.2 Localizacion de sumideros

Los sumideros de estudio se encuentran la zona bajas de estudio, por se los mas importantes, ya que en gran medida son los que ayudarian a prevenir o mitigar las inundacion.

El sumidero de analisis se encuentran en la circunvalar y el sesquicentenario.

1. Localizacion: barrio sesquicentenario

Caudal de escorrentia: $0,639 \text{ m}^3/\text{s}$

Dimensiones: 1,2 m de largo y 0,8 m de ancho

Pendiente longitudinal de la via: $S_L = 0,064$

Pendiente tranvrsal de la via: $S_X = 0,02$

$$T = \left[\frac{0,639 * 0,013}{0,376 * 0,02^{1,67} * 0,064^{0,5}} \right]^{0,375} = 4,6 \text{ m}$$

$$Y = 4,6 * 0,02 = 0,092\text{m}$$

La eficiencia del sumidero se define por la siguiente ecuación.

$$E = 0,5358 \left(\frac{0,626}{0,092} \right)^{-0,7898} = 0,118$$

Caudal interceptado por la rejilla es:

$$Q_1 = Q * E = 0,639 * 0,118 = 0,075 \frac{m^3}{s}$$



Fotos N° 2. Sumidero ubicado en el barrio sesquicentenario.

la ubicación del sumidero no es la mas adecuada ya no se encuentra aguas arriba o por lo menos en toda la esquina de la calle, lo cual le impide captar la totalidad del caudal.

5.4 Alcantarillas

5.4.1 Flujo con control a la entrada

En esta condicion, el flujo sufre una contraccion severa en la entrada, por lo que la capacidad de la tuberia es mayor que la capacidad de la estructura de entrada, siendo las características de la entrada (tipo y forma) y no las de la tuberia (sección, rugosidad, area,

longitud, pendiente) las que determinan la capacidad de la alcantarilla. La alcantarilla se comporta como un vertedero si no existe sumergencia en la entrada y como un orificio si se presenta ambos tipos de comportamiento, por lo que se emplean ecuaciones de regresión.

El funcionamiento de la alcantarilla se describe con las siguientes ecuaciones:

Tabla 36.

Ecuacion para determinar el funcionamiento hidraulico de las alcantarillas.

RANGO	ECUACIÓN	OBSERVACIONES
$\frac{Hwi}{D} < \frac{1}{2}$	$Hwi = d_c + (1 + C_{vh}) \frac{V_{corr}^2}{2g}$	Ecuacion de mínima energia de canales abiertos
	$si Q < 0,15 * Q_{0,15}$ $Hwi = d_c + (1 + C_{vh}) \frac{V_{corr}^2}{2g}$	Ecuacion de minima energia asumiendo un canal muy ancho
$\frac{1}{2} < \frac{Hwi}{D} \leq 3,0$	$\frac{Hwi}{D} = a + (bzF) + c(zF)^2 + d(zF)^3 + e(zF)^4 + f(zF)^5 - 05 * 5$	Ecuación de regresion
$\frac{Hwi}{D} > 3,0$	$Hwi = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 + 0,5 * D$	Ecuacion de orificio

Nota: Tabla determina las condiciones de trabajo de la poceta colector de aguas lluvias fuente manuel de drenaje de carreteras.

Hw es la carga a la entrada y D el diametro o altura de la estructura. Las condiciones de sumergencia se presentan para valores de Hw/D mayores al rango 1,20 – 1,50, el cual ha sido establecido de forma experimental.

Donde: Hwi: Carga a la entrada, en metros (m).

D: diametro, altura o flecha de la alcantarilla, en metros (m).

D_c: profundidad critica, en metros (m).

K_e: Coeficiente de perdidas, en metros (m).

$$K_e = \frac{(0,5D - d_c) * 2g}{Q^2}$$

Donde: Q: caudal de diseño, en metros cubicos por segundo (m³/s).

Q_{0,5}: caudal correspondiente a un Vlor de Hw = 0,5D, en etros cúbicos por segundo (m³/s) (calculando con la ecucion de regresion para su lmite inferior).

A_c: area de la seccion transversal con el caudal critico, en metros cuadrados (m²).

V_c: velocidad a la profundidad critica, en metros por segundo (m/s).

g: aceleración de la gravedad (g = 9,81 m/s²).

C_{vh}: coeficiente de la cabeza de velocidad, calculado como:

$$C_{vh} = \frac{1 - Q_{frac}}{1 + \left[\frac{V^2}{2g} Q_{frac} \right]}$$

$$Q_{frac} = \frac{0,15 * Q_{0,5} - Q}{0,15 Q_{0,5}}$$

Donde V: velocidad media, en metros por segundo (m/s).

V_{corr} : velocidad corregida, en metros por segundo (m/s).

$$\frac{V_{corr}^2}{2g} = [Q_{frec} * 0,5 d_c] + \left[\frac{V^2}{2g} C_{vh} \right]$$

Donde: a,b,c,d,e,f: Coeficientes de regresión para cada tipo de alcantarilla.

F: $Q/D^{2,5}$ para alcantarillas circulares y $Q/(BD^{1,5})$ para alcantarillas de cajón o arco.

B: luz de la alcantarilla, en metros (m) (para alcantarillas circulares B=D).

S: pendiente del conducto de la alcantarilla, en metros por metro (m/m).

Z: factor de conversión a unidades metricas, $z= 1,81130889$

K: coeficiente basado en el caudal y la altura o flecha de la alcantarilla.

$$K: \frac{Q_{3,0}}{\sqrt{2,5 * D}}$$

Donde: $Q_{3,0}$: Caudal correspondiente a un valor de $H_w = 3.0D$, en metros cúbicos por segundo (m^3/s) (calculado con la ecuacion de regresion para su limite superior).

Los coeficientes de regresion para los conductos y tipos de entrada mas empleados en colombia, se presentan a continuacion:

Tabla 37.**Coefficientes de regresión de la ecuación.**

Descripción según tipo de obra	Código	a	b	c	d	e	f
Alcantarilla circular de concreto, aristas vivas, cabezote, aletas 30° $\leq \beta \leq 75^\circ$	1	0,087483	0,706578	-0,2533	0,0667	-0,00662	0,000251
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, cabezote, aletas 30° $\leq \beta \leq 75^\circ$	2	0,114099	0,653562	-0,2336	0,0598	-0,00616	0,000243
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, tubo prolongado(sin cabezote ni aletas)	3	0,108786	0,66238	-0,2338	0,058	-0,0058	0,000205
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, cabezote, aletas con $\beta \leq 75^\circ$	7	0,072493	0,507087	-0,11747	0,0222	-0,00149	0,000038
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, cabezote, aletas con $\beta = 75^\circ$ o 90°	8	0,122117	0,505435	-0,10856	0,0208	-0,00137	3,46E-05
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, cabezote, aletas con $\beta = 0^\circ$	9	0,144138	0,461363	-0,09215	0,02	-0,00136	0,000036
Alcantarilla de cajón, aristas biseladas, cabezote, aletas con 45°	10	0,156609	0,398935	-0,06404	0,0112	-0,00064	0,000015

Nota : la tabla nos muestra dependiendo el tipo de la alcantilla los coeficientes para remplazar en la fórmula. Fuente manual de drenaje de carreteras.

5.4.2 Criterios de diseño

5.4.2.1 Hidraulicos: carga a la entrada y velocidades en el conducto y descole del agua

Por principio, las alcantarillas deben ser diseñadas con un nivel de agua a la entrada inferior a 1,2 veces la altura de la alcantarilla, pues se debe evitar el contacto de la estructura de pavimento con el agua, así como la afectación de las propiedades aguas arriba, además de proveerse un margen para el paso de material flotante y basuras. Así, en general y salvo las condiciones anotada anteriormente (alcantarillas a presión), no es permitido el funcionamiento de las alcantarillas como orificio, evitando totalmente los desbordamientos sobre la vía.

La concentración de caudal en las alcantarillas con respecto al drenaje natural resulta, por lo general, en un incremento de las velocidades en el descole, por lo que estas velocidades también deben ser calculadas para determinar la necesidad de protección contra la erosión.

5.4.2.2 Arrastre de sedimentos

En las zonas en las cuales el arrastre de sedimentos por parte de la corriente es muy alto o las pendientes son muy altas e inestables y existen desprendimientos de detritos y rocas de gran tamaño, existen diferentes criterios para dimensionar las alcantarillas. El primero, consiste en proyectar una estructura de mayor tamaño a los requerimientos hidráulicos, que permita el paso de los materiales de arrastre; el segundo consiste en construir en la corriente o quebrada, aguas arriba de la estructura, una obra de retención del material de arrastre y el tercero consiste en

reemplazar la alcantarilla por un ponton de galibo suficiente para el paso del material. La selección de una de estas alternativas se debe realizar a partir de las soluciones factibles para el caso específico y de un análisis de sus costos.

Por otra parte, si por capacidad hidráulica se proyecta más de un conducto de forma paralela, se debe considerar el problema que se origina en los tabiques de separación de los conductos, pues en esta zona se acumulan sedimentos que pueden disminuir la capacidad hidráulica de la alcantarilla. Para reducir este problema, se pueden instalar los conductos a diferente altura, de manera que se concentren el flujo y los sedimentos por el conducto más bajo, dejando el otro conducto menos expuesto a la acumulación de sedimentos y basuras.

5.4.2.3 Pendiente del conducto o tubería

La pendiente hidráulica de las alcantarillas se deben encontrar, en lo posible, entre 0,5% y 5%, pudiendo alcanzar valores tales que no produzcan velocidades superiores a la admisibles de acuerdo al material del conducto o que comprometan la estabilidad de la obra.

Para pendientes superiores a la máxima permisible de acuerdo al criterio de velocidad, la alcantarilla se deberá proyectar como una estructura disipadora ya sea con un fondo liso y estructura de disipación o con un fondo escalonado.

5.4.2.4 Recubrimiento y longitud del conducto

En la determinación de la sección transversal de una alcantarilla entran en consideración factores de recubrimiento y de mantenimiento. Para tuberías, el recubrimiento mínimo recomendado a calve es de 1,0 m, profundidad que sumada al diámetro mínimo de 0,9m, implica una altura de descole o terraplen de cuando menos 2,0 m, profundidad difícil de alcanzar en zonas de terrapenes bajos o de topografías planas. En estos casos, el empleo de alcantarillas de cajón, con bajos recubrimientos, resulta más convenientes.

De igual manera, en conductos de gran longitud, como aquellos que se presentan bajo terraplenes de gran altura o gran ángulo de sesgo, la tubería de diámetro 0,90 m resulta complicada en su mantenimiento, requiriéndose una estructura que permita la entrada de personas y equipos, por lo cual se recomienda una altura mínima de 2,0 m. (transporte)

5.4.2.5 Cálculos hidráulicos

5.4.2.6 Sector circular

encontramos en alcantarilla cuyo funcionamiento es combinado. No cuenta con los encoles adecuados a cada lado de la vía, existiendo unas aperturas laterales que funcionan como sumideros.

Datos:

Caudal de escorrentía: 1,831 m³/s

Pendiente: 0,02 m/m

Dimetro del tubo: 24" (diametro interno 0,5588m)

Longitud: 65,47

ANALISIS HIDRAULICO DE LA ALCANTARILLA

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q}{s^2} \right)^{\frac{3}{8}} = 1,548 * \left(\frac{0,013 * 1,831}{0,02^2} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,794 \text{ m}$$

CAUDAL A TUBO LLENO

$$Q_o = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} * s^{1/2}}{n} \right) = 0,312 * \left(\frac{0,5588^{\frac{8}{3}} * 0,02^{0,5}}{0,013} \right) = 0,719 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Control de flujo en la entrada para determinar si funciona como orificio o vertedero

$$\frac{H}{D} = a + (b * z * F) + c(z * F)^2 + d(z * F)^3 * e(z * F)^4 + f(z * F)^5 - 0,5 * s$$

Donde:

$$a = 0,108786$$

$$b = 0,662381$$

$$c = -0,2338$$

$$d = 0,057959$$

$$e = -0,00558$$

$$f = 0,000205$$

$$z = 1,81130889$$

$$F = Q/D^{2,5} = 0,8613/0,5588^{2,5} = 3,7$$

$$K = \frac{0,8613}{\sqrt{2,5 * 0,5588}} = 0,7288$$

$$H_{wi} = \left(\frac{1,832}{0,7288} \right)^2 + 0,5(0,5588) = 6,6m$$

$$\frac{H_{wi}}{D} = 11,8$$

Por fuera del rango trabaja como orificio.

El alcantarillado en este sector trabaja como combinado, donde lo ideal seria separar los caudales pluviales y sanitarios ya que la estructura pluvial no esta capacitada para el caudal de escorrentia, por no contar con las estructuras de encole (sumideros, cajas recolectoras) necesarias para encauzar el caudal hacia el rio chiquito.



Fotos N° 3. sistema de alcantarillad la circunvalar.

5.4.2.7 sector de sesquicentenario

(1) encontramos una alcantarilla con tubo de concreto hidraulico de diametro de 24"

Rejillas y tuberia parcialmente obstruidas.

El sistema a parte de estar obstruido la el sumidero se encuentra mal ubicado por que tiene que estar en la interseccion de la calle, para que pueda captar el caudal producido de la area aferente 3 de acuerdo a la figura N°1. La alcantarilla el estar en un 90% obstruido nos indica la nula capacidad de auto limpieza del mismo debido a que presenta un esfuerzo cortante inferior 3 N/m^2 , condicion optima para valores extremos, para caudales con una mayor ocurrencia se especifica el 10% de capacidad del tubo lleno, el esfuerzo cortante sea superior a $1,5 \text{ N/m}^2$.

Datos:

Caudal hidrológico: $0,639 \text{ m}^3/\text{s}$

Diametro interno $D= 22''= 55,88\text{cm}$

Caja de encole de 1,2m de largo, 0,8 m de ancho y 1 m de profundidad

Pendiente $s = 1\%$

Características de la alcantarilla:

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q}{s^{1/2}} \right)^{3/8} = 1,548 * \left(\frac{0,013 * 0,639}{0,01^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,609$$

CAUDAL A TUBO LLENO

$$Q_o = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} * s^{1/2}}{n} \right) = 0,312 * \left(\frac{0,5588^{8/3} * 0,01^{0,5}}{0,013} \right) = 0,508 \text{ m}^3/\text{seg}$$

ESFUERZO CORTANTE AL 10% DE CAPACIDAD A TUBO LLENO

$$\tau = \gamma * \left(\frac{R}{R_o} * \frac{D}{4} \right) * S$$

$$\tau = \frac{9800N}{M3} * \left(0,586 * \frac{0,5588}{4} \right) * 0,01 = 8,022N/m2$$

Por norma se establece 1,5N/m2 para sedimentacion pero en este caso se debe a la falta de mantenimiento y alto grado de basura que obstruye la rejilla.

Control de flujo en la entrada para determinar si funciona como orificio o vertedero

$$\frac{H}{D} = a + (b * z * F) + c(z * F)^2 + d(z * F)^3 * e(z * F)^4 + f(z * F)^5 - 0,5 * s$$

Donde:

$$a = 0,108786$$

$$b = 0,662381$$

$$c = -0,2338$$

$$d = 0,057959$$

$$e = -0,00558$$

$$f = 0,000205$$

$$z = 1,81130889$$

$$F = Q/D^{2,5} = 0,639/0,5588^{2,5} = 2,74$$

$$\frac{H}{D} = 1,95$$

Las condiciones de sumergencia se presentan para valores de H_w/D mayores al rango 1,20 – 1,50, el cual la estructura trabaja como orificio por que su valor $H_w/D = 1,95$. El diametro de la alcantarilla es insuficiente para captar el caudal de escorrentia.

fotos N° 4. Alcantarilla y rejilla ubicadas en barrio sesquicentenario.



2) Dos alcantarilla colocadas una encima de la otra la cual cuenta con una pequeña caja

longitud de 1,5, ancho 0,6 y profundidad 0,6. La alcantarilla colocada encima no presta ninguna función ya que no cuenta con la estructura de captación (sumidero o caja de encole). El caudal captado proviene de las áreas aferentes 2 y 3 de acuerdo a lo establecido en la figura 1. La estructura presenta las siguientes características.

$$Q_{\text{hidológico}} = 1,06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 24'' = 0,5588 \text{ m}$$

$$S = 0,02 \text{ m/}$$

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q}{s^{1/2}} \right)^{\frac{8}{5}} = 1,548 * \left(\frac{0,013 * 1,06}{0,02^{1/2}} \right)^{\frac{8}{5}} = 0,646 \text{ m}$$

CAUDAL A TUBO LLENO

$$Q_o = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} * s^{1/2}}{n} \right) = 0,312 * \left(\frac{0,5588^{8/3} * 0,02^{0,5}}{0,013} \right) = 0,72 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Control de flujo en la entrada para determinar si funciona como orificio o vertedero

$$\frac{H}{D} = a + (b * z * F) + c(z * F)^2 + d(z * F)^3 * e(z * F)^4 + f(z * F)^5 - 0,5 * s$$

Donde:

$$a = 0,108786$$

$$b = 0,662381$$

$$c = -0,2338$$

$$d = 0,057959$$

$$e = -0,00558$$

$$f = 0,000205$$

$$z = 1,81130889$$

$$F = Q/D^{2,5} = 0,8613/0,5588^{2,5} = 3,7$$

$$K = \frac{0,8613}{\sqrt{2,5 * 0,5588}} = 0,7288$$

$$H_{wi} = \left(\frac{1,06}{0,7288} \right)^2 + 0,5(0,5588) = 2,39m$$

$$\frac{H_{wi}}{D} = 4,28$$

De acuerdo a los calculos anteriores esta estructura trabaja como orificio, donde el tubo instalado encima de el no presta ninguna utilidad por no tener estructuras de captacion y por estar por encima del nivel de la calle. Por estar en nivel mas bajo del sector de sesquicentenario es la estructura la que mas recibe el caudal de escorrentia ya que las otras estructuras se encuentran taponadas por sedimentos.

Foto N° 5. Alcantarillas paralelas una encima de la otra.



5.4.2.8 Sector de las llanadas

en este sector se encuentra una alcantarilla de 14 pulgadas sin caja o poceta colectora o sumidero que retenga el material residual. la longitud del tramo es de 32 m contando al final con un disipador de energia

$$Q_{\text{hidologico}} = 0,423 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 14'' = 0,356 \text{ m}$$

$$S = 0,06 \text{ m/}$$

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q}{s^2} \right)^{\frac{8}{5}} = 1,548 * \left(\frac{0,013 * 0,423}{0,06^2} \right)^{\frac{8}{5}} = 0,373 \text{ m}$$

CAUDAL A TUBO LLENO

$$Q_o = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} * s^{1/2}}{n} \right) = 0,312 * \left(\frac{0,356^{\frac{8}{3}} * 0,06^{0,5}}{0,013} \right) = 0,374 \text{ m}^3/\text{seg}$$

la seccion del tuberia no es la adecuada por no contar con el diametro necesario. El diametro adecuado seria de 16 pulgadas.

Capítulo 6: Estimación de caudales máximos y altura de inundación del río Chiquito en la zona de estudio

Para la estimación de los caudales máximos se recopiló alguna información sobre precipitaciones máximas en 24 horas, de la estación climatológica de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña con código 16055100, esta última por disponer de una información de mayor calidad ya que fue tomada en cuenta dentro de estudios y diseños para los distintos cálculos y proyecciones hidrológicas, tanto las quebradas El Tejar, San Cayetano y el Río Chiquito, no cuentan con estaciones de aforo, por lo cual no hay información de caudales tomados directamente en las fuentes, por lo que se hace necesario aplicar métodos empíricos para el chequeo y cálculo de los mismos.

El chequeo hidrológico contempla el cálculo de parámetros como, tiempos de concentración, duración e intensidad de la lluvia y cálculo de caudales a partir del método racional.

6.1 Procedimiento para la estimación de caudales

Para la estimación de los caudales se aplicará el método racional ajustado que permite aplicarse con alguna confiabilidad en cuencas con áreas menores de 700 has

$$Q = C * I * A$$

Donde:

Q = Caudal

I = intensidad de precipitación

A = superficie de la cuenca

6.2 Características y parametros de la micro cuenca rio chiquito

6.2.1 Area

el area de la microcuenca se tuvo en cuenta sus afluentes que son la quebrada el tejar y la quebrada san cayetano con 176,4 ha y 96,9 ha respectivamente como los principales afluentes del rio chiquito el cual es una subcuenca del rio tejo; en totalidad la cuenca del rio chiquito cuenta con 543,99 ha incluyendo sus afluentes, hasta su desembocadura en el rio tejo.

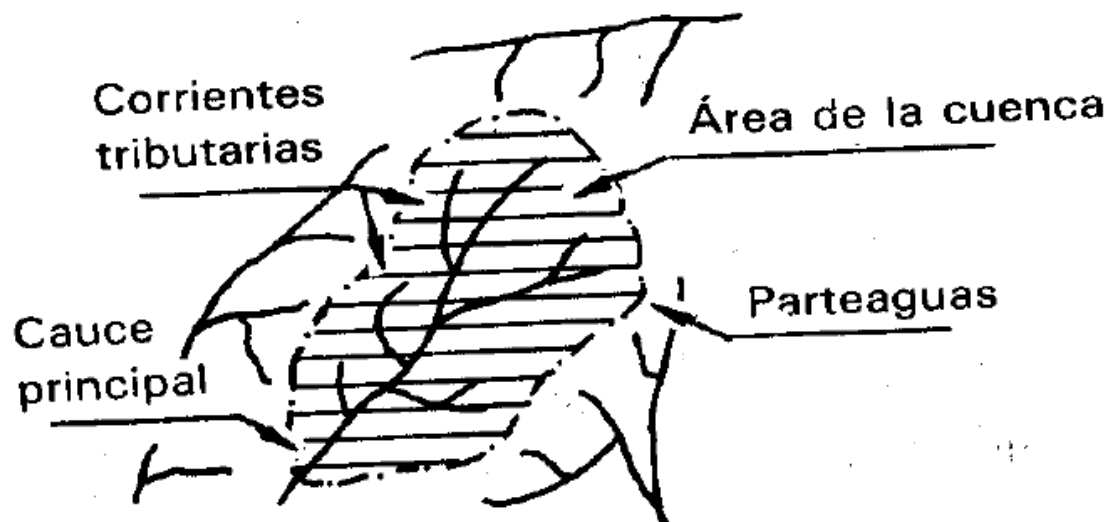


Figura N° 13. características y parametros de una cuenca.

6.2.2 *Perimetro*

La longitud de la línea del perímetro lo que realmente estaremos midiendo será la de la proyección en el plano horizontal, medida que diferirá de la real, dependiendo del relieve o inclinación de dicha línea. De todas formas el error que se comete es de una magnitud muy inferior a la de la medida en sí y, por tanto, total despreciable.

Si definimos el círculo asociado como un círculo de igual superficie a la de la cuenca, entonces podremos comparar el perímetro de la misma con la longitud del círculo, obteniéndose unos índices que posteriormente serán analizados y que nos indicarán la mayor o menor lobulación de dicho perímetro.

El perímetro (P) y su morfología y están íntimamente relacionados con la litología y edad de la cuenca de drenaje; materiales blandos darán formas redondas, mientras que materiales más duros darán formas quebradas lobuladas. Igualmente, ya que la tendencia de las cuencas es la de conseguir formas redondas, a igualdad de litología, una cuenca redonda implicará mayor desarrollo.

6.2.3 *Coefficiente de compacidad*

puede ser menor a la unidad y, en la medida que este se acerque a este valor la forma de la cuenca tenderá a parecerse un círculo como lo muestra la figura :

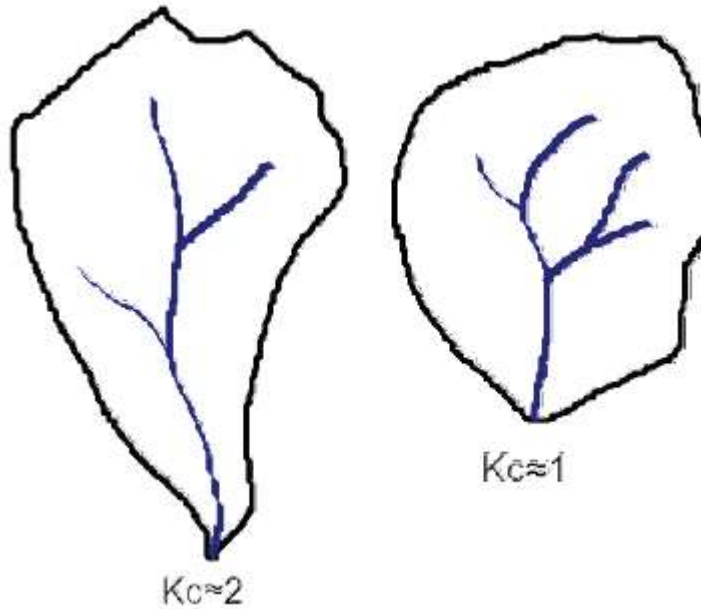


Figura 14. Coeficiente de compacidad.

De forma similar, y con relacion a la figura anterior, si asociamos el Coeficiente de Compacidad de cada cuenca con el Tiempo de concentracion, tendríamos que en el caso de la Cuenca con mayor Coeficiente de Compacidad (izquierda en la figura) tendríamos el mayor Tiempo de concentracion y, de alli, es de esperarse que la magnitud de la escorrentia generada por una precipitacion en ella sea menor que en ella que posee el menor Coeficiente de Compacidad (derecha en la figura), definido con la siguiente ecuacion.

((<http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/algunos-parametros-de-forma-y-drenaje-de-la-cuenca-hidrografica-y-su-relacion-con-el-tiempo-de-concentracion/>))

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

P: perimetro (Km)

A: area en (Km²)

P = 11,7367 Km

A = 5,44 Km²

$$K_c = 0,28 \frac{11,7367}{\sqrt{5,44}} = 5,032$$

6.2.4 Coeficiente de forma

Es la relacion entre el ancho medio de la cuenca (B) y la longitud de su cauce principal (Lc). El ancho medio se obtiene cuando se divide el area de la cuenca por la longitud del cauce principal, por lo tanto el Coeficiente de Forma queda definido asi:

$$K_f = \frac{B}{L_c} = \frac{A}{L_c^2}$$

En la medida que el coeficiente de Forma de una cuenca determinada sea mas bajo, esta menos sujeta a creciente que otra del mismo tamaño (area) pero con mayor coeficiente de forma.

$$K_f = \frac{5,44}{11,546^2} = 0,041$$

6.2.5 Orden de la cuenca

Cuando un cauce se une con un cauce de orden mayor el canal resultante hacia abajo retiene el mayor de los ordenes.

El orden de la cuenca es el mismo del de su cauce principal a la salida. El orden de la cuenca refleja el grado de Ramificacion de la cuenca o microcuenca.

La microcuenca del rio chiquito cuenta con orden de cauce de 3.

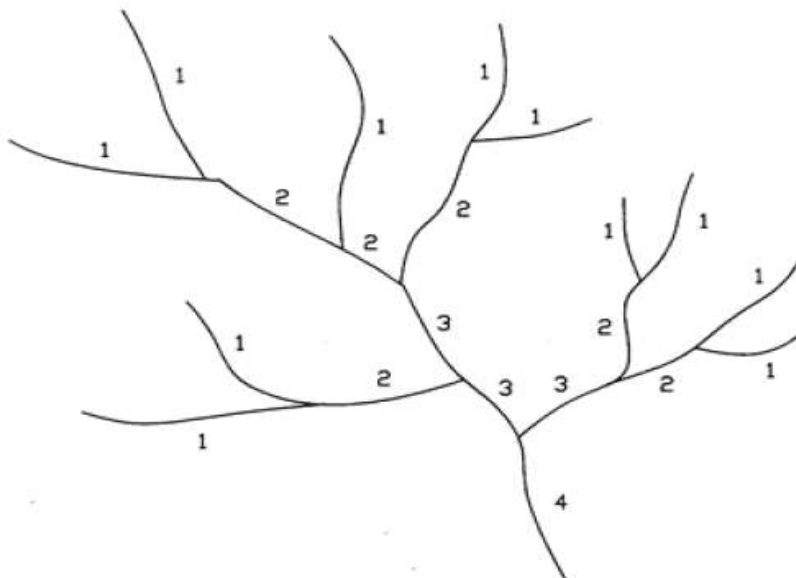


Figura N° 15. Orden de la cuenca.

6.2.6 Densidad de drenaje

Propiedad fundamental de una cuenca, que controla la eficiencia del drenaje y señala el estado erosivo

$$D_d = \frac{\sum L_{ci}}{A}$$

Donde:

$\sum L_{ci}$ = Longitud total de todos los cauces en Km

A = Area total de la cuenca en Km²

Dd = densidad de drenaje (Km/ Km²)

$$D_d = \frac{17,063}{5,44} = 3,137 \frac{Km}{Km^2}$$

Por lo tanto la densidad de drenaje. Resulta de dividir la longitud total de las corrientes de agua entre la superficie de la cuenca. Entre mayor sea este indice, mas desarrollada estara la red de drenaje.

Otras características relacionadas con la red de drenaje son las que se refieren a la capacidad de almacenamiento de las corrientes y a la capacidad de transporte de las mismas.

Si $D_d \geq 2,74 \text{ Km/Km}^2$ se considera una cuenca bien drenada.

6.2.7 Curva hipsométrica

Se define como curva hipsométrica a la representación gráfica del relieve medio de la cuenca, construida llevando en el eje de las abscisas, longitudes proporcionales a las superficies proyectadas en la cuenca, en Km^2 o en porcentaje, comprendidas entre curvas de nivel consecutivas hasta alcanzar la superficie total, llevando al eje de las ordenadas la cota de las curvas de nivel consideradas. (<http://www.ingeciv.com/que-es-una-curva-hipsometrica/>)

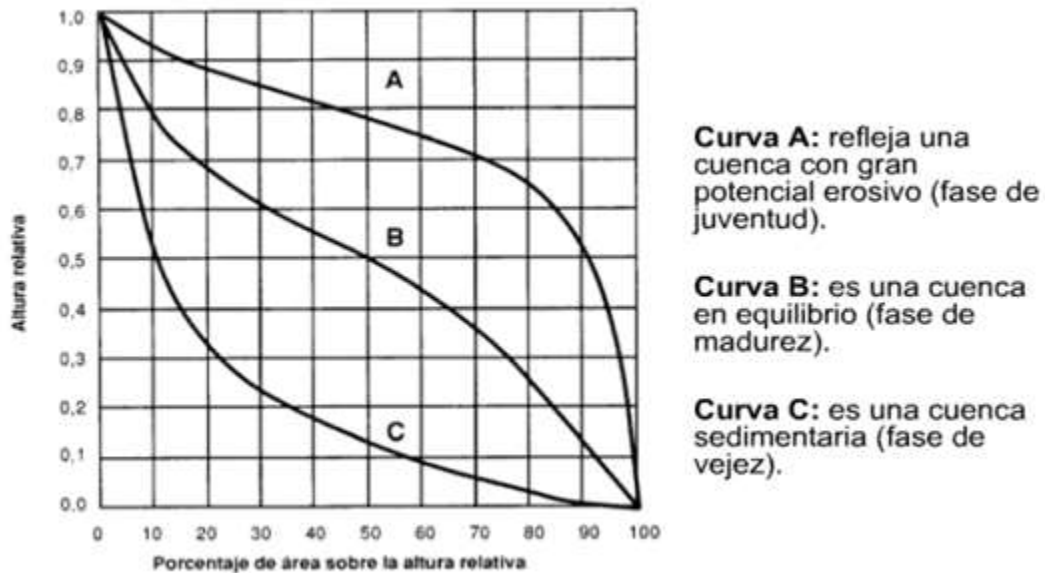


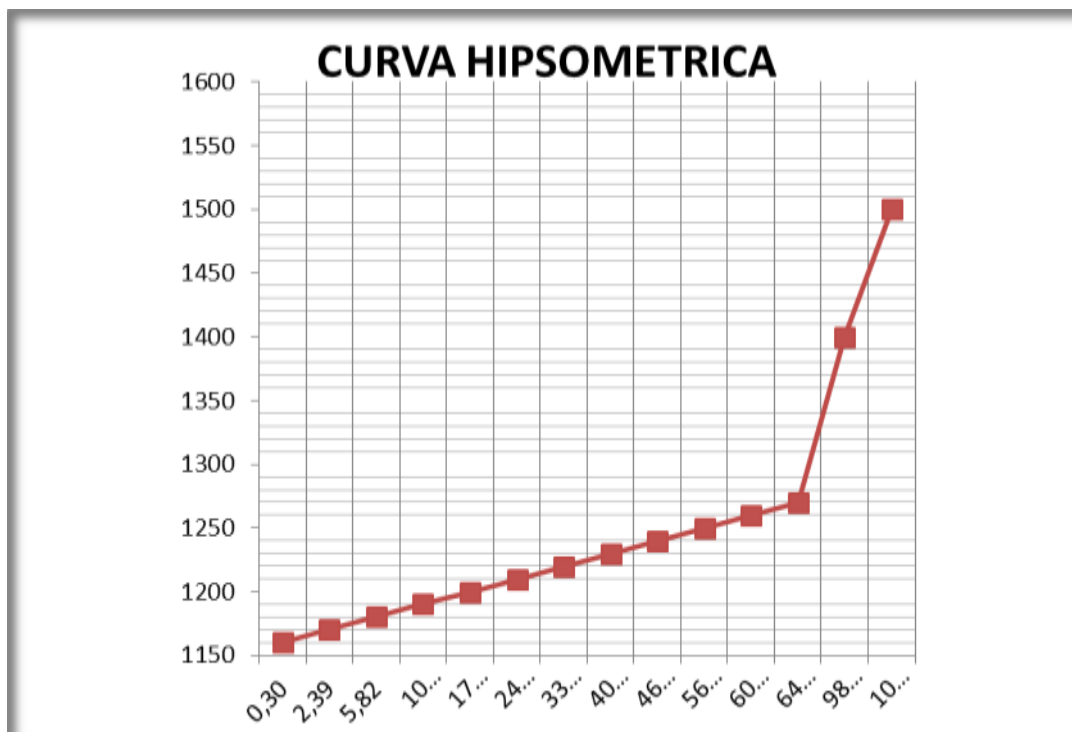
Figura N° 16. Tipos de curva hipsométricas.

Tabla 38.

Porcentaje de area acumulada.

COTA	AREA PARCIAL	AREA ACUMULADA	% AREA ACUMULADO
1160	0,0155	0,0155	0,30
1170	0,1088	0,1243	2,39
1180	0,1782	0,3025	5,82
1190	0,2274	0,5299	10,20
1200	0,3539	0,8838	17,01
1210	0,3849	12,687	24,42
1220	0,4696	17,383	33,46
1230	0,3689	21,072	40,56
1240	0,3081	24,153	46,49
1250	0,5412	29,565	56,91
1260	0,1722	31,287	60,23
1270	0,2123	3,341	64,31
1400	17,603	51,013	98,20
1500	0,0935	51,948	100,00

Nota: la tabla determina el porcentaje de área de la micro-cuenca del rio chiquito.

**Figura N° 17.** Altura vs area acumulada.

6.2.8 Coeficiente de escorrentía

Es la relación entre la cantidad de agua que pasa o escurre a la salida de una cuenca hidrológica y la cantidad de precipitación que cae sobre ella. (Proporción de lluvia total que escurre superficialmente). El coeficiente de escorrentía es una función del tipo de suelo, de la impermeabilidad de la zona, pendiente del terreno, entre otros, que determinan la fracción de lluvia que se convierte en escorrentía.

Para el caso del coeficiente de escorrentía se calculó este, para las cuencas de las quebradas el tejar y san Cayetano y para las zonas urbanas se acataran las sugerencias del RAS 2000.

Si la relación P_d/P_o fuera inferior a la unidad, el coeficiente C de escorrentía podrá considerarse nulo. En caso contrario, el valor C podrá obtenerse de la siguiente fórmula.

$$C = \frac{\left(\frac{P_d}{P_o} - 1\right) * \left(\frac{P_d}{P_o} + 23\right)}{\left(\frac{P_d}{P_o} + 11\right)^2}$$

Donde;

P_d = Precipitación máxima diaria para el periodo de retorno considerado.

P_o = Umbral de escorrentía.

6.2.9 Umbral de escorrentía. P_o

Volumen (columna de agua) de lluvia a partir del cual se produce escorrentía superior (si la lluvia es menor P_o , no hay escorrentía), depende del tipo de suelo, estado (seco o húmedo) y pendiente entre otros.

El umbral de escorrentía P_o se podrá obtener de la tabla N° 41, pero para el uso de la anterior tabla los suelos se clasificarán de acuerdo a la tabla N°43; diferenciando las áreas de los distintos tipos de suelos, atribuyendo a cada uno un valor correspondiente de P_o .

Tabla 39.

Estimación inicial del umbral de escorrentía Po (mm).

USO DE LA TIERRA	PENDIENTE (%)	CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS	GRUPO DE SUELO			
			A	B	C	D
Barbecho	>3	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	<3	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	>3	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	<3	R/N	28	19	14	11
Cereales de invierno	>3	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	<3	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	>3	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	<3	R/N	30	19	13	8
Rotación de cultivos densos	>3	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	<3	R/N	47	25	16	13
Praderas	>3	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	*	33	18	13
	<3	Muy buena	*	41	22	15
		Pobre	58	25	12	7
		Media	*	35	17	10
Plantaciones regulares aprovechamiento forestal	>3	Buena	*	*	22	14
		Muy buena	*	*	25	16
		Pobre	62	26	15	10
	<3	Media	*	34	19	14
		Buena	*	42	22	15
		Pobre	*	34	19	14
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc.)	>3	Media	*	42	22	15
		Buena	*	50	25	16
		Muy clara	40	17	8	5
	<3	Clara	60	24	14	10
		Media	*	34	22	16
		Espesa	*	47	31	23
		Muy espesa	*	65	43	33

Nota: la tabla nos muestra dependiendo de la pendiente y el tipo de terreno el umbral de escorrentía.

Dónde:

N= denota cultivo según las curvas de nivel

R= denota cultivo según la línea máxima pendiente.

*= denota que esa parte de cuenca debe considerarse inexistente a efectos de cálculo de caudales de avenida

Las zonas de abalancadas se incluirán entre las pendiente menor del 3%

Tabla 40.

Umbral de escorrentía de acuerdo al tipo de terreno.

TIPO DE TERRENO	PENDIENTE (%)	UMBRAL DE ESCORRENTIA (mm)
Rocas permeables	>3	3
	<3	5
Rocas impermeables	>3	2
	<3	4
Firmes granulares sin pavimentos		2
Adoquinados		1,5
Pavimentos bituminosos o de hormigón		1

Nota: umbral de escorrentía de acuerdo a suelos rocosos

Tabla 41.

Clasificación de suelos a efectos del umbral de escorrentía.

GRUPO	INFILTRACION (cuando están muy húmedos)	POTENCIA	TEXTURA	DRENAJE
A	Rápida	Grande	Arenosa Areno-limosa	Perfecto
B	Moderada	Media a grande	Franco-arenosa Franca Franco-arcillosa-arenosa Franco-limosa Franco-arcillosa	Bueno a moderado
C	Lenta	Media a pequeña	Franco-arcillo -limosa Arcillo-arenosa	Imperfecto

Nota: la tabla nos muestra el tipo de suelo

Los valores extremos del umbral de escorrentía se consideran así:

- 65 mm en suelo limoso bajo bosque espeso
- 2 mm terreno rocoso muy pendiente

Este método permite tomar simplificadaamente un valor conservador de P_o igual a 20 mm, salvo en cuencas rocosas o suelos arcillosos muy someros, en las que se podrá tomar igual a 10mm. ((http://www.carreteros.org/normativa/drenaje/5_2ic/apartados/2.htm).) En nuestro caso, dado el relieve de la zona de estudio se tomó $P_o = 20$ mm.

$$C = \frac{\left(\frac{103}{20} - 1\right) * \left(\frac{103}{20} + 23\right)}{\left(\frac{103}{20} + 11\right)^2} = 0,448$$

Tabla 42.

Coeficiente C de escorrentía.

UMBRAL DE ESCORRENTIA	
Pd	103
Po	20
C	0,448

Nota: La tabla muestra que de acuerdo con la precipitación máxima diaria de la estación de la universidad para determinar el coeficiente de escorrentía de acuerdo a la formula anterior.

6.2.10 *Pendiente de la cuenca*

El método de Horton se utilizó para hallar la pendiente media de la cuenca, donde se superpone una cuadrícula rectangular y se procede a la media de la pendiente en sentido vertical y horizontal, y se halla el promedio el cual será la pendiente media de la cuenca, con el siguiente procedimiento.

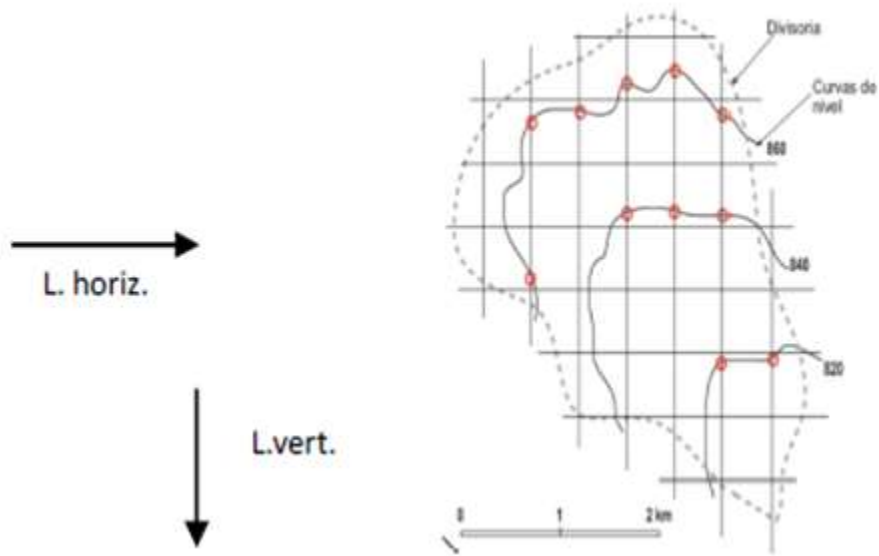


Figura N° 18. Pendiente de la cuenca.

Medida de la pendiente en sentido vertical

- Se calculan los puntos de intersección de las líneas vertical con cualquier curva de nivel.
- Se mide la longitud de los tramos verticales dentro de los límite de la cuenca

Con la siguiente expresión:

$$P_{vert} = \frac{n * e}{\sum L_{vert}}$$

Dónde:

n= número de intersecciones

e= equidistancia entre curvas de nivel (metros)

$S L_{\text{vert}}$ = suma de las longitudes de las verticales de la cuadrícula (metros)

Tabla 43.

Pendiente quebrada el tejlar.

PENDIENTE PROMEDIO QUEBRADA EL TEJAR		
DESCRIPCION		VALOR
	n	154
PUNTOS INTERSECCION HORIZONTAL	e	10
	$S L_{\text{hor}}$	6038,24
	P_{prom}	26%
	n	139
PUNTOS DE INTERSECCION VERTICAL	e	10
	$S L_{\text{vert}}$	6098,59
	P_{prom}	23%
PENDIENTE PROMEDIO QUEBRADA EL TEJAR		24%

Nota: la tabla muestra los parámetros para determinar la pendiente promedio de la quebrada el tejlar.

Tabla 44.

Pendiente quebrada San Cayetano.

PENDIENTE PROMEDIO QUEBRADA SAN CAYETANO		
DESCRIPCION		VALOR
	n	61
PUNTOS INTERSECCION HORIZONTAL	e	10
	$S L_{\text{hor}}$	3795
	P_{prom}	16%
	n	74
PUNTOS DE INTERSECCION VERTICAL	e	10
	$S L_{\text{vert}}$	3599
	P_{prom}	21%
PENDIENTE PROMEDIO QUEBRADA SAN CAYETANO		18%

Nota: la tabla muestra los parámetros para determinar la pendiente promedio de la quebrada san Cayetano.

Las pendientes promedio para la quebrada el Tejar es de del 24% y la quebrada San Cayetano es del 18%.

6.2.11 *Tiempo de concentración*

Para determinar el tiempo de concentración quebrada el Tejar y la quebrada San Cayetano se utilizó la formula por contar con terreno natural.

$$T_c = 0,3 \left[\frac{L}{J^{1/4}} \right]^{0,76}$$

Dónde:

Tc = tiempo de concentración en horas

L = longitud de la cuenca en kilómetros

J = pendiente media de la cuenca (m/m).

En zonas residenciales y comerciales se utilizó la fórmula de la Agencia Federal de Aviación: Desarrollada con datos de drenaje de aeropuertos, se considera valida en cuencas pequeñas donde el flujo dominante es sobre el terreno, su expresión es:

$$T_c = \frac{0,707 * (1,1 - c) * L^{1/2}}{S^{1/3}}$$

6.2.12 Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia para el cálculo de caudales se asumió la disponible en la estación climatológica de la universidad Francisco de Paula Santander Ocaña soportada en las siguientes consideraciones:

- La distancia de la estación con las áreas tributarias de la quebrada el Tejar y San Cayetano es relativamente corta.
- La estación de climatológica de la Universidad Francisco de Paula Santander cuenta con información histórica desde el año 1991.

Basados en esta información se presenta en el cuadro siguiente en resumen la intensidad para distintos periodos de retorno establecidos para un tiempo de concentración hasta de sesenta minutos.

Tabla 45.

Intensidad – tiempo – duración.

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia	Duración en minutos											
	años	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
2	102,99	67,26	52,43	43,93	38,30	34,24	31,15	28,69	26,69	25,01	23,59	22,36
5	123,03	80,36	62,63	52,48	45,76	40,91	37,21	34,28	31,88	29,88	28,18	26,72
10	140,75	91,93	71,65	60,04	52,35	46,80	42,57	39,21	36,47	34,19	32,24	30,56
25	168,15	109,82	85,60	71,73	62,53	55,91	50,85	46,85	43,57	40,84	38,52	36,51
50	192,37	125,64	97,93	82,06	71,54	63,96	58,18	53,59	49,85	46,72	44,07	41,77
100	220,07	143,73	112,03	93,87	81,84	73,17	66,55	61,31	57,03	53,45	50,41	47,79
500	300,77	196,44	153,11	128,30	111,86	100,00	90,96	83,79	77,94	73,06	68,90	65,31

Nota: la tabla muestra la intensidad de lluvia en minutos de acuerdo a las diferentes frecuencias y duración de las lluvias.

6.2.13 Coeficiente n de Rugosidad de Manning

Un factor importante a considerar dentro del proceso de evaluación es la rugosidad del fondo y del talud del cauce que influyen en que una corriente sea propensa a acumular agua o a permitir su flujo, se encontró que en diferentes sectores observados dentro del canal natural diferentes tipos de suelos desde material rocoso hasta arenas.

Tabla 46.

Valores del coeficiente n de rugosidad de mannig.

a) Canales sin vegetación	
Sección transversal uniforme, alineación regular sin guijarros ni vegetación, en suelos sedimentados	0,016
Sección transversal uniforme, alineación regular, sin guijarros ni vegetación, con suelos de arcilla duros u horizontes endurecidos	0,018
Sección transversal uniforme, alineación regular, con pocos guijarros, escasa vegetación, en tierra franca arcillosa	0,02
Pequeñas variaciones en la sección trasversal, alineación bastante regular, pocas piedras, hierba fina en las orillas, en suelo arenoso y arcillosos, y también en canales recién limpiados y rastrillados	0,0225
Alineación irregular, con ondulaciones en el fondo, en suelo de grava o esquistos arcillosos, con orillas irregulares o vegetación.	0,025
Sección trasversal y alineación irregulares, rocas dispersas y grava suelta en el fondo, o con considerable vegetación en los márgenes inclinados, o en un material de grava de hasta 150 mm de diámetro	0,03
Canales irregulares erosionados, o canales abiertos en la roca	0,03
b) Canales con vegetación	
Gramíneas cortas (50 – 150 mm)	0,030 -0,060
Gramíneas medias (150 – 250 mm)	0,030 – 0,085
Gramíneas largas (250 – 600 mm)	0,040 – 0,150
c) Canales de corriente natural	
Limpios y rectos	0,025 – 0,030
Sinuosos, con embalses y bajos	0,033 – 0,040
Con muchas hierbas altas, sinuoso	0,075 – 0,150
d) cunetas y canales sin revestir	
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa	0,020 - 0,025
En tierra ordinaria, superficie irregular	0,025 - 0,035
En tierra con ligera vegetación	0,035 - 0,045
En tierra con vegetación espesa	0,040 - 0,050
En tierra excavada mecánicamente	0,028 - 0,033
En roca, superficie uniforme y lisa	0,030 - 0,035
En roca, superficie con arística irregulares	0,035 - 0,045
e) cunetas y canales revestidos	
Hormigón	0,013 - 0,017
Hormigón revestido con guanitado	0,016 - 0,022

Encachado	0,020 - 0,030
Paredes de hormigon y fondo de grava	0,017 - 0,020
Paredes encachadas y fondo de grava	0,023 - 0,033
Revestimiento bituminoso	0,013 - 0,016

Nota: la tabla dependiendo del tipo de canal y del material podemos escoger el tipo de coeficiente de mannig. Fuente <http://galeon.com/elregante/aforo.html>

6.2.14 Localización de la cuenca

El rio Chiquito es uno de los principales afluentes del rio tejo, corre del suroriente hacia el noroccidente, el área de la micro-cuenca es equivalente a 543,99 hectáreas, y el barrio sesquicentenario, se halla ubicado geográficamente en la parte final del área de la cuenca, por allí circulan las aguas lluvias de su área aferente.

Es así como al llegar al lugar de su recorrido, barrio sesquicentenario, y avanzar por su cauce, una curva pronunciada, genera el arrastre del material de su cauce, aunado al incremento en los niveles por las altas y constantes precipitaciones,

6.2.15 Características de la cuenca

La cuenca se caracteriza por presentar laderas convexas, es decir los drenajes presentan laderas a ambos lados de la cuenca con pendientes suaves.

La red de drenaje se clasifica como dendrítico, es decir como ramales forman sus tributarios o afluentes al Rio Chiquito.

La quebrada se puede clasificar según su permanencia en el tiempo y el espacio como perenne. Según su patrón de alineamiento es ramificado, es decir el flujo se mueve creando una secuencia de tramos curvos con sección diversa y tramos con sección poco profunda a lo largo de su cauce. Según su perfil longitudinal es una corriente bien gradada, es decir no presenta cambios abruptos en su pendiente.

Según el material del lecho, la quebrada puede considerarse dentro de los esquemas de los ríos de arena cuyo lecho se asienta sobre aluviones. La quebrada se caracteriza por transportar material articulado producto de los deslizamientos de la misma ladera y de material suelto de escorrentía producto de las excavaciones y movimientos de tierra de su parte alta como EL barrio Libardo Alonso el cual aún se encuentra es desarrollo. También se encuentra en su lecho material vegetal ramas y troncos de árboles que por acción antrópica en la localización de nuevos asentamientos generados que terminan dentro del lecho de la quebrada el Tejar morfología asociada a pendientes medias, tales características clasifican la corriente dentro de quebrada de colina.

6.2.16 Estimación de la altura de inundación

$$\text{Caudal} = \text{sección} * \text{velocidad} \quad Q = A * V \quad A = Q / V$$

$$A = \frac{Q * n}{R_h^{2/3} * S^{1/2}}$$

Finalmente conociendo la sección debemos evaluar la altura del agua.

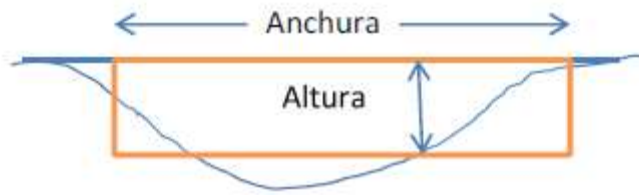


Figura N° 19. Sección = altura media * ancho medio.

A continuación en el cuadro N° 49 se muestran los caudales del río chiquito a lo largo de su cauce natural como en canal trapezoidal.

Tabla 47.

Caudal y altura de inundación en el canal trapezoidal.

TRAMO		LONGITU D TRAMO	AREA (Has)		TIEM. DE CONCEN. (Min)		COEF . DE ESC.	INT. (lt/seg/Ha)	CAU. (lt/seg)	CAU. (m3/seg)	PEND (S)	SECCION			B	Y	A	P	Rh	V	# NF
FIN	INI		PROPI A	ACUM	PRO M	ACU M						BAS E	ALT	Z							
QUEBRADA EL TEJAR																					
4066,2 0	3056,1 6	1010,04		96,85		30,74 1	0,448	128,160	5560,700	5,561											
QUEBRADA SAN CAYETANO																					
3628,6 6	3056,1 6	572,50		176,43		27,86 1	0,448	136,147	10761,11 2	10,761											
CAUCE DEL RIO CHIQUITO EN EL BOX CUOLVERT DOBLE SECCION																					
3056,1 6	2043,9 0	1012,26	166,46	439,74	3,13 3	30,74 1	0,448	120,74	23785,90	23,79	0,009 5	2,8	1,95	0	2,80	0,7 8	4,38	7,1 6	0,6 1	5,38	1,9 4
CAUCE DEL RIO CHUIQUITO EN EL CANAL TRAPEZOIDAL																					
2043,9 0	1348,0 2	695,88	36,950	476,69	1,84 2	33,87 5	0,453	116,87	25237,52	25,24	0,010	1,83	1,2	0,8 6	1,83	1,3 4	4,01	5,3 7	0,7 5	6,30	1,7 3
1348,0 2	1288,0 2	60,00	3,41	480,10	0,16 1	35,71 7	0,460	116,55	25739,47	25,74	0,009	1,6	1,2	0,9 2	1,6	1,4 3	4,15	5,4 7	0,7 6	6,20	1,6 6
1288,0 2	1279,4 2	8,60		480,10	0,00 9	35,87 8	0,460	116,53	25735,33	25,74	0,110	1,88	1,2	0,8 9	1,88	0,6 9	1,69	3,6 6	0,4 6	15,2 4	5,8 4
1279,4 2	1208,0 2	71,40	4,27	484,37	0,19 6	35,88 7	0,460	116,14	25877,62	25,88	0,009	1,63	1,2	0,9 2	1,63	1,4 4	4,25	5,5 4	0,7 7	6,08	1,6 2
1208,0 2	1108,0 2	100,00	3,88	488,25	0,27 3	36,08 3	0,461	115,60	26020,63	26,02	0,009	1,6	1,2	0,9 1	1,6	1,4 6	4,27	5,5 4	0,7 7	6,10	1,6 1
1108,0 2	948,02	160,00	15,71	503,96	0,46 0	36,35 6	0,468	114,71	27055,66	27,06	0,009	4,15	1,2	0,7 5	4,15	0,9 6	4,67	6,5 5	0,7 1	5,79	1,8 9
948,02	728,02	220,00	11,04	515,00	0,60 2	36,81 7	0,472	113,58	27608,11	27,61	0,009	1,61	1,2	1,0 6	2,3	1,2 5	4,53	5,9 4	0,7 6	6,09	1,7 4
728,02	688,02	40,00	1,83	516,83	0,10 9	37,41 9	0,472	113,37	27656,70	27,66	0,009	1,48	1,2	1,1 8	1,48	1,4 3	4,52	5,9 0	0,7 7	6,11	1,6 3
688,02	644,32	43,70	3,91	520,74	0,11 7	37,52 8	0,473	113,16	27871,59	27,87	0,009	1,85	1,2	0,8 9	1,85	1,4 3	4,48	5,6 9	0,7 9	6,22	1,6 6
644,32	588,02	56,30	0,96	521,70	0,15 1	37,64 5	0,475	112,88	27972,30	27,97	0,009	1,85	1,2	0,8 9	1,85	1,4 4	4,49	5,6 9	0,7 9	6,23	1,6 6
588,02	510,38	77,64	2,1	523,80	0,22 1	37,79 5	0,477	112,48	28102,41	28,10	0,009	4,2	1,2	0,7 8	4,2	0,9 7	4,79	6,6 5	0,7 2	5,86	1,9 0
510,38	456,38	54,00	0,8	524,60	0,15 2	38,01 6	0,480	112,20	28252,99	28,25	0,009	3,96	1,2	0,8 9	3,96	1,0 0	4,77	6,5 3	0,7 3	5,92	1,8 9
456,38	429,74	26,64	0,3	524,90	0,07 6	38,16 8	0,480	112,06	28234,70	28,23	0,009	3,94	1,2	0,9 9	3,94	0,9 8	4,82	6,7 0	0,7 2	5,86	1,8 9

Nota: la tabla de acuerdo a la sección trapezoidal se determina la altura de inundación en la sección establecida.

Tabla 48.

Caudal en canal natural.

TRAMO		LONG. TRAMO	AREA (Has)		TIEMPO DE CONCENTRACION (Min)		COEF. DE ESC.	INT. (lt/seg/Ha)	CAU. (lt/seg)	CAU. (m3/seg)	PEND. (S)	A	P	Rh	V	# NF
FIN	INI		PRO.	ACUM.	PRO.	ACUM										
CAUCE NATURAL DEL RIO CHIQUITO																
429,7	385	44,74	1,05	525,95	0,248	38,244	0,481	111,619	28237,506	28,238	0,008	9,655	9,917	0,974	3,001	0,836
385	359	26	0,39	526,34	0,204	38,244	0,481	111,697	28278,391	28,278	0,003	13,354	10,665	1,252	2,121	0,510
359	327	32	0,45	526,79	0,147	38,492	0,481	111,357	28216,370	28,216	0,013	7,750	8,320	0,931	3,625	1,060
327	289	38	3	529,79	0,188	38,448	0,481	111,363	28378,592	28,379	0,012	8,340	9,404	0,887	3,371	1,040
289	259,6	29,4	0,06	529,85	0,227	38,639	0,481	110,957	28278,329	28,278	0,003	13,099	10,183	1,286	2,159	0,535
259,6	221	38,6	0,04	529,89	0,163	38,636	0,481	111,075	28310,490	28,310	0,018	7,155	8,650	0,827	3,941	2,180
221	120	101	0,04	529,93	0,616	38,866	0,481	109,890	28010,623	28,011	0,006	10,252	9,414	1,089	2,733	0,750
120	0	120	14,1	543,986	0,728	38,799	0,481	109,813	28733,323	28,733	0,008	10,500	12,210	0,860	2,746	0,860

Nota: de acuerdo la tabla nos muestra las condiciones hidráulicas e hidrológicas del río chiquito

A continuación se muestran los cuadros de cálculo de la altura de inundación del canal trapezoidal y natural utilizando el programa HCANALES.

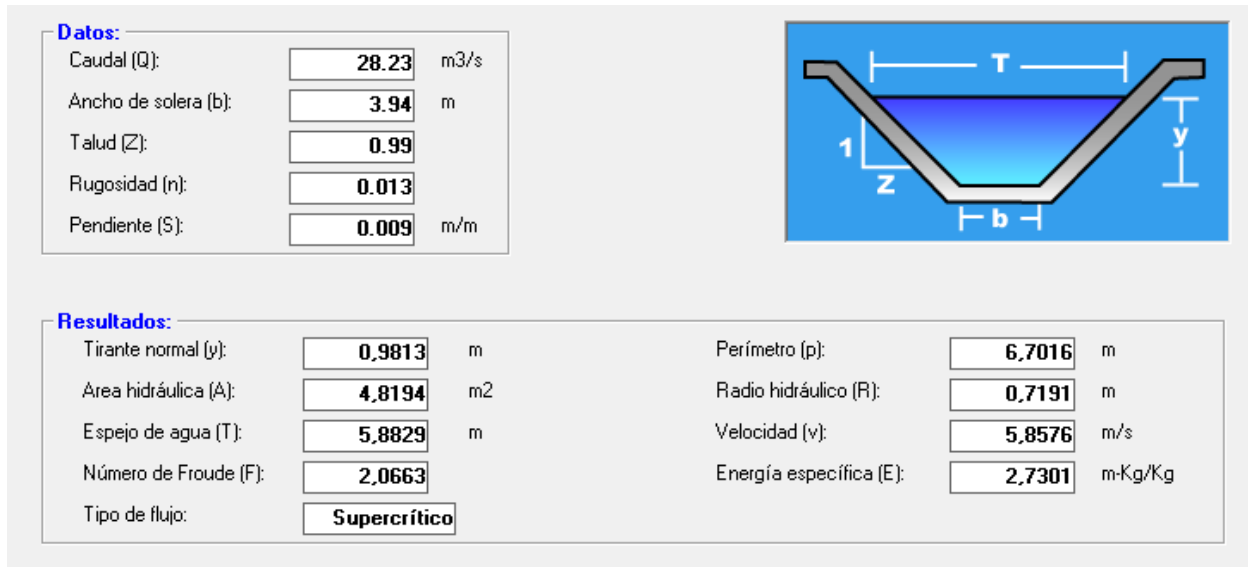


Figura N° 20 altura de inundación k 0 + 429,74

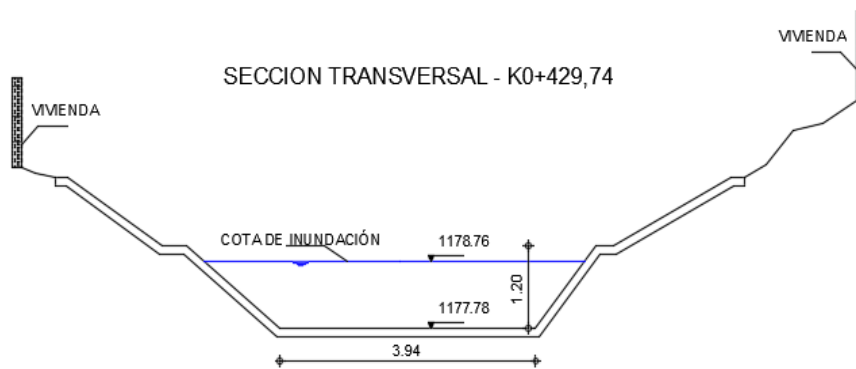


Figura N° 21. Sección trasversal k0+429,74.

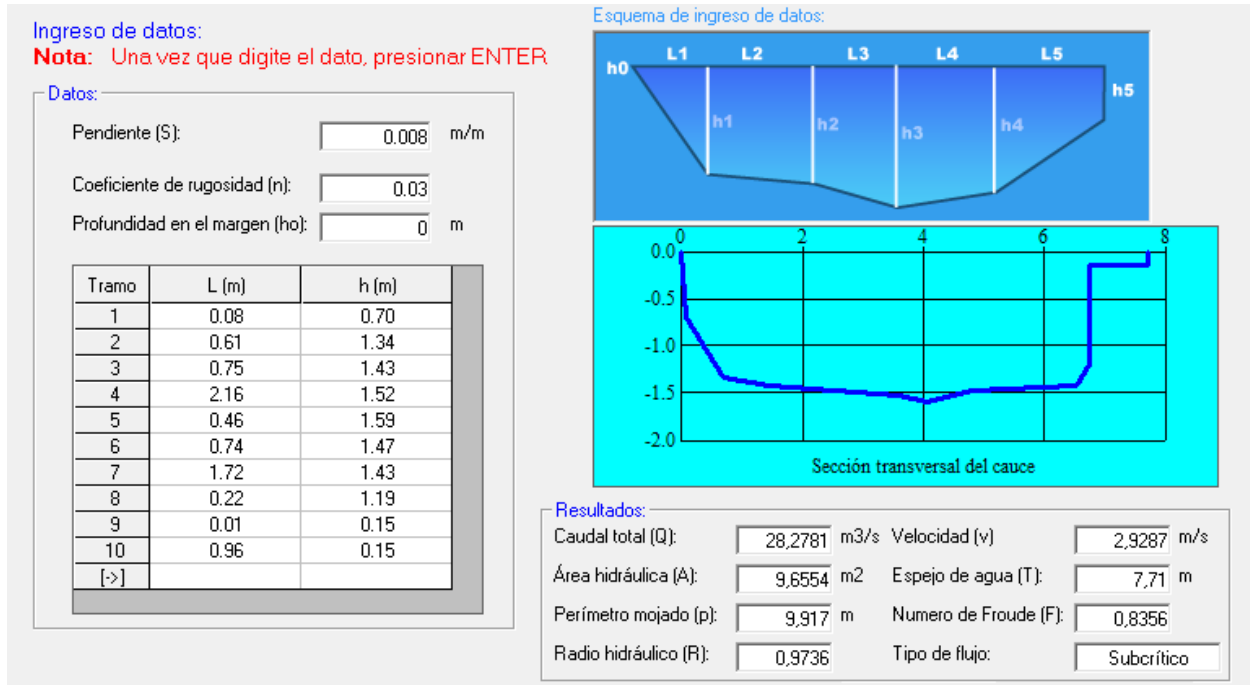


Figura N° 22 altura de inundación k 0 + 385

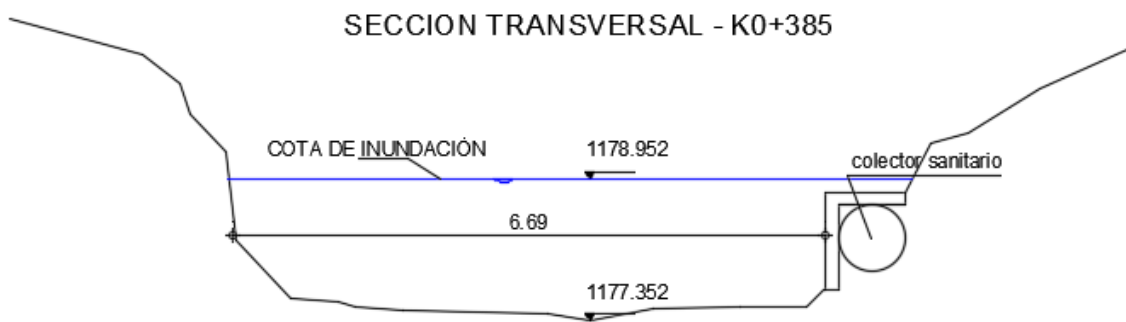


Figura N° 23 sección trasversal k 0 + 385

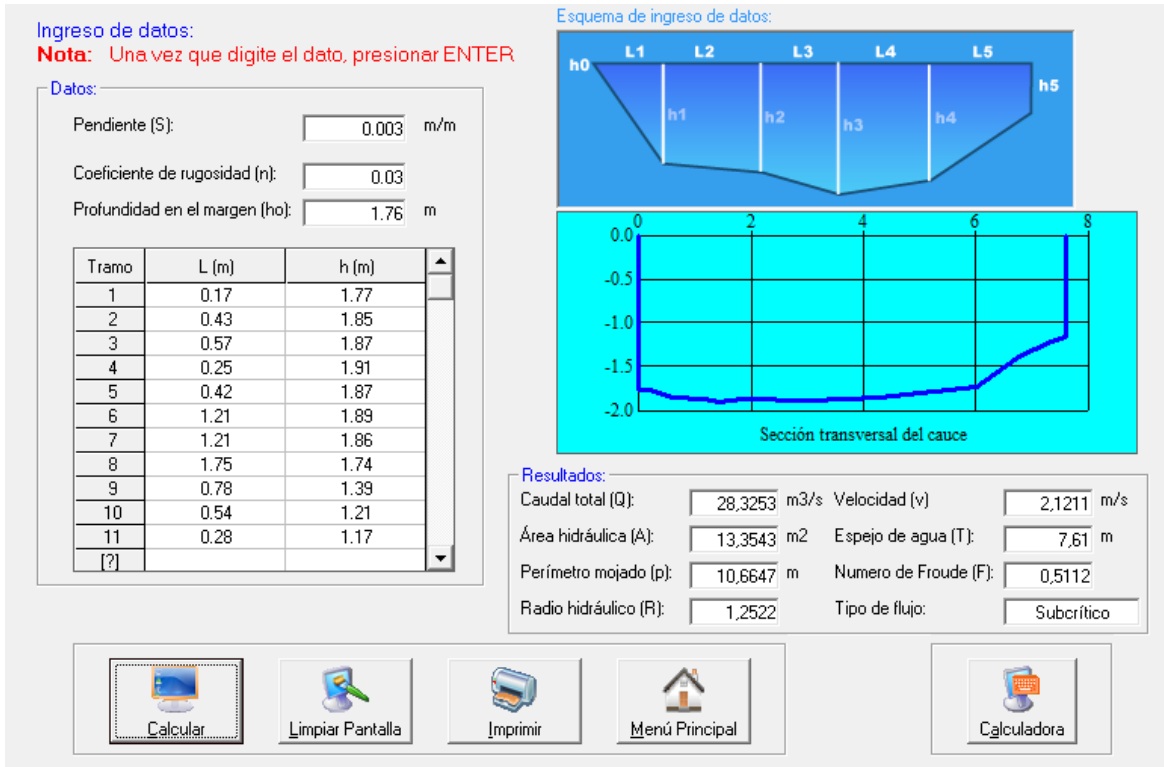


Figura N° 24 altura de inundación k 0 + 359

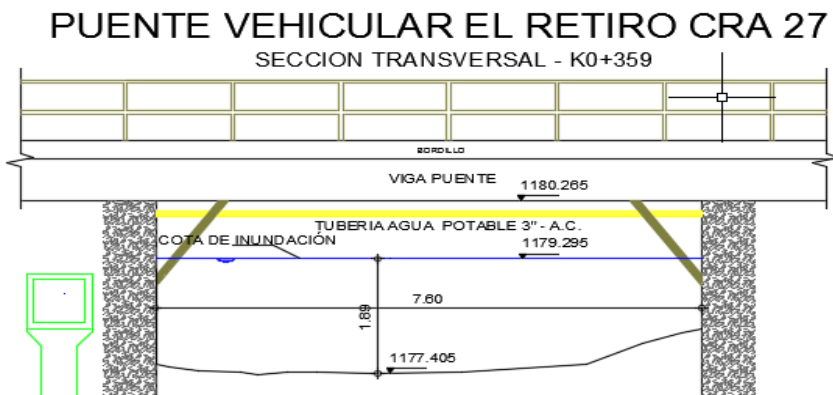


Figura N° 25 sección trasversal k 0 + 359

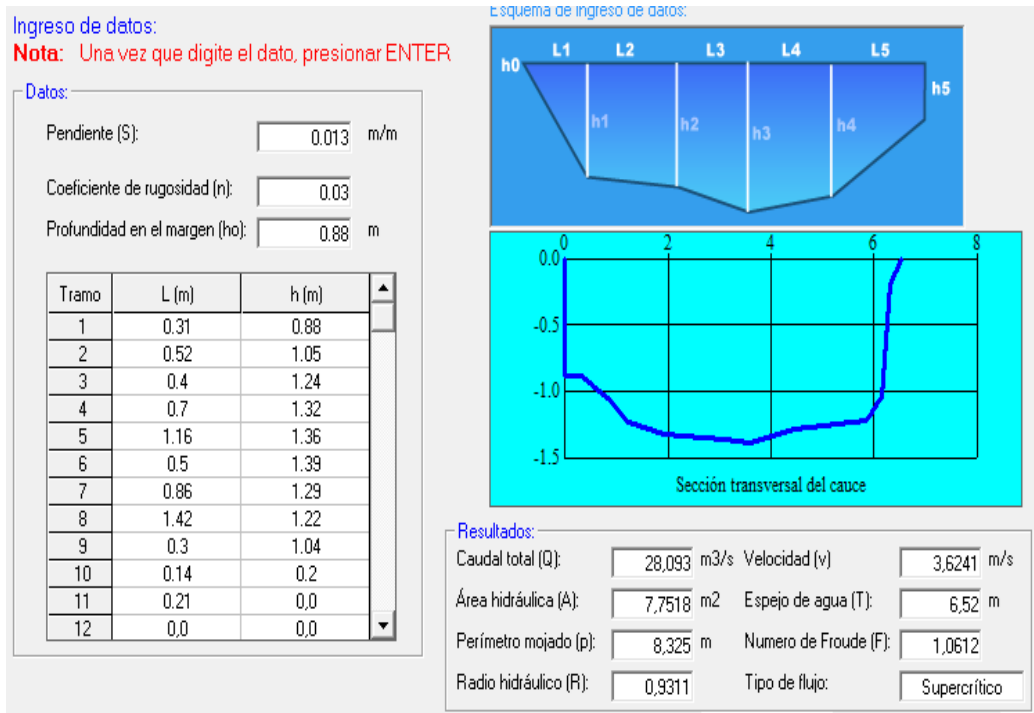


Figura N° 26 altura de inundación k 0 + 327

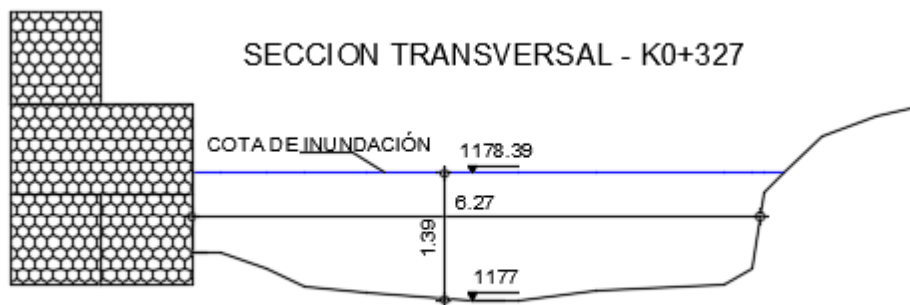


Figura N° 27 sección trasversal k 0 + 327

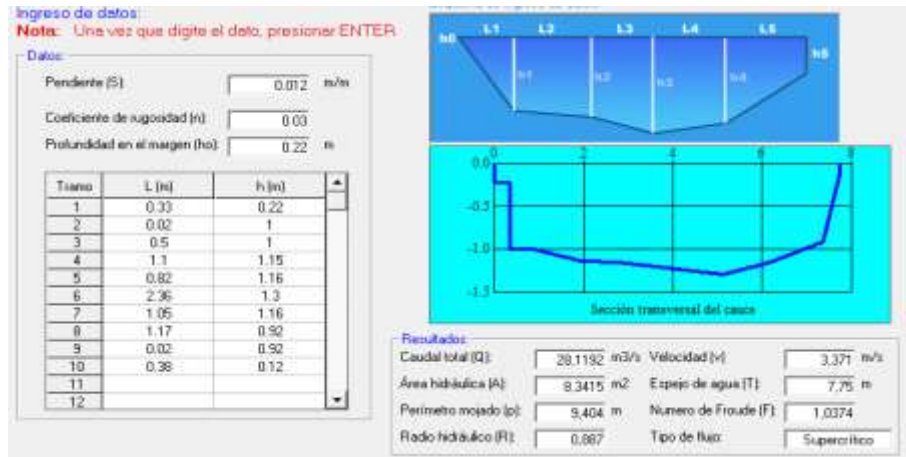


Figura N° 28 altura de inundación k 0 + 289

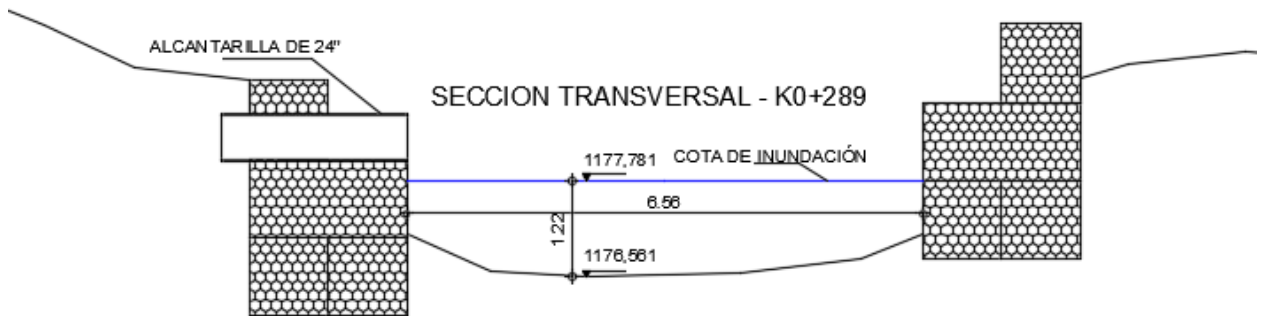


Figura N° 29 sección trasversal k 0 + 289

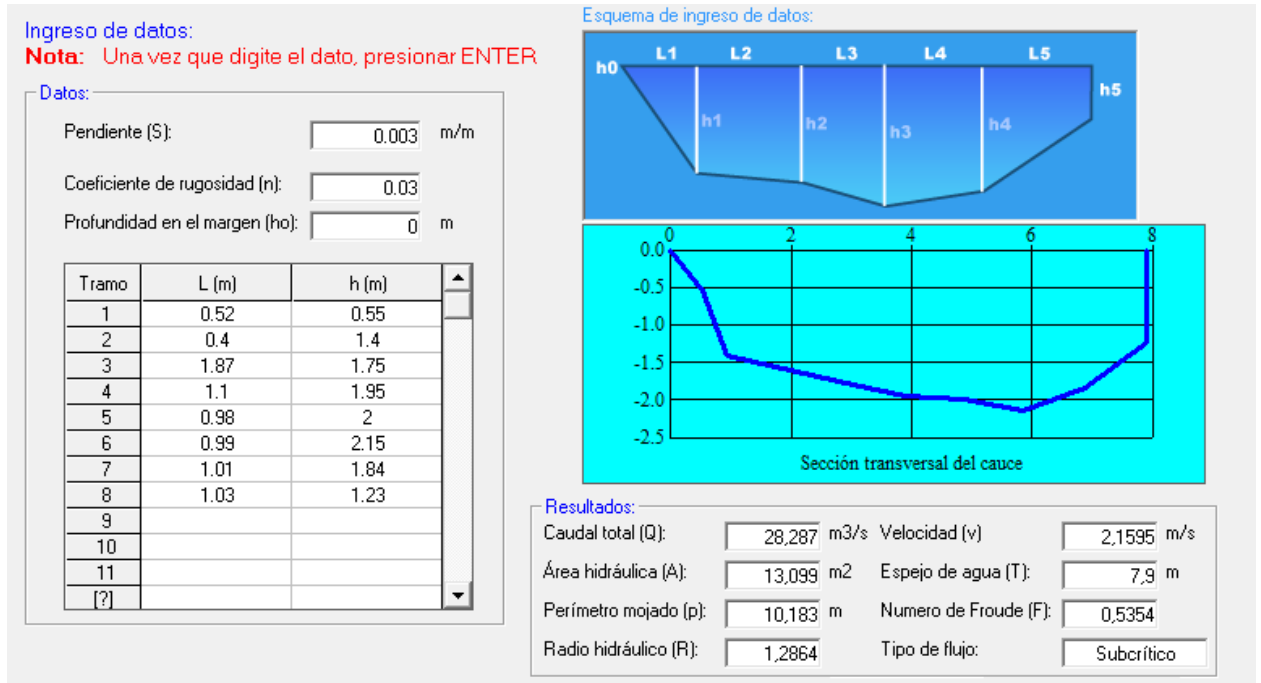


Figura N° 30 altura de inundación k 0 + 259,6

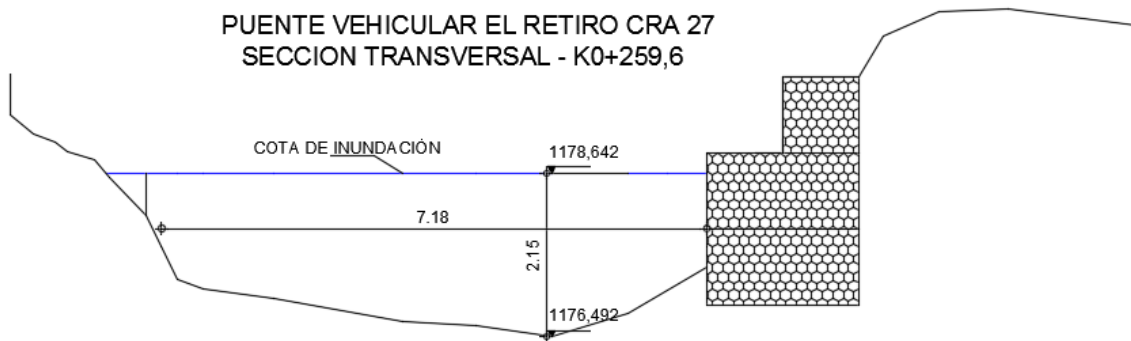


Figura N° 31 sección trasversal k 0 + 259,6

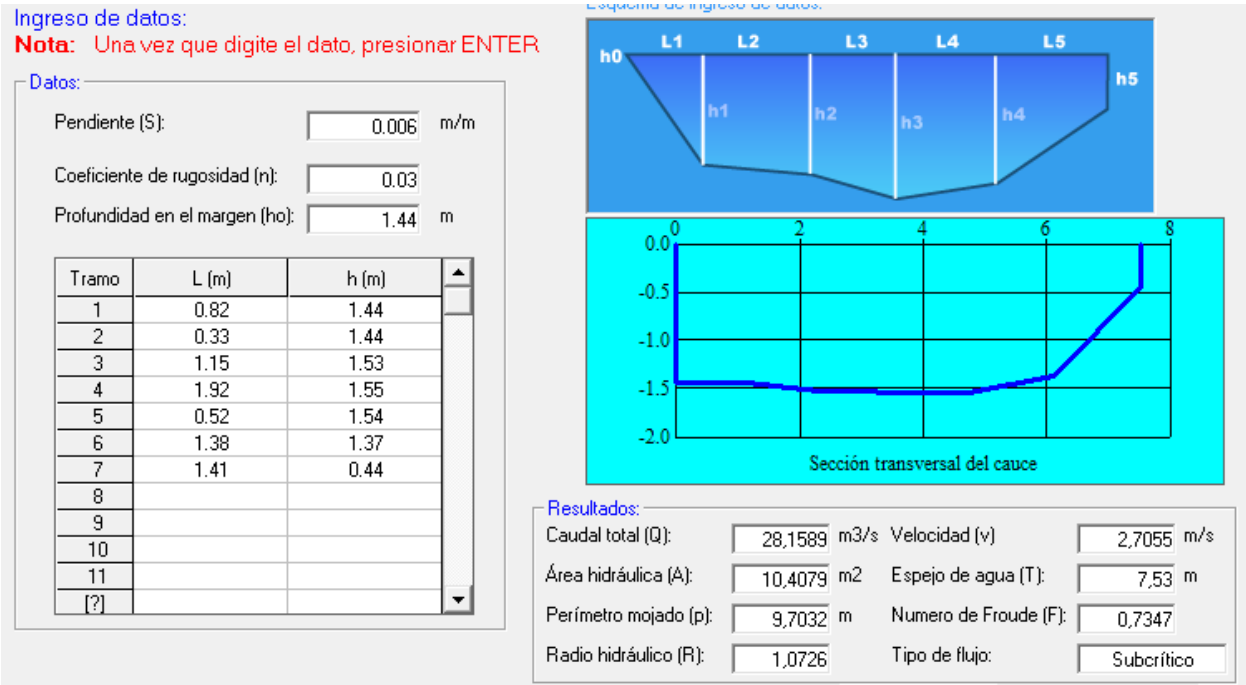


Figura N° 32 altura de inundación k 0 + 120

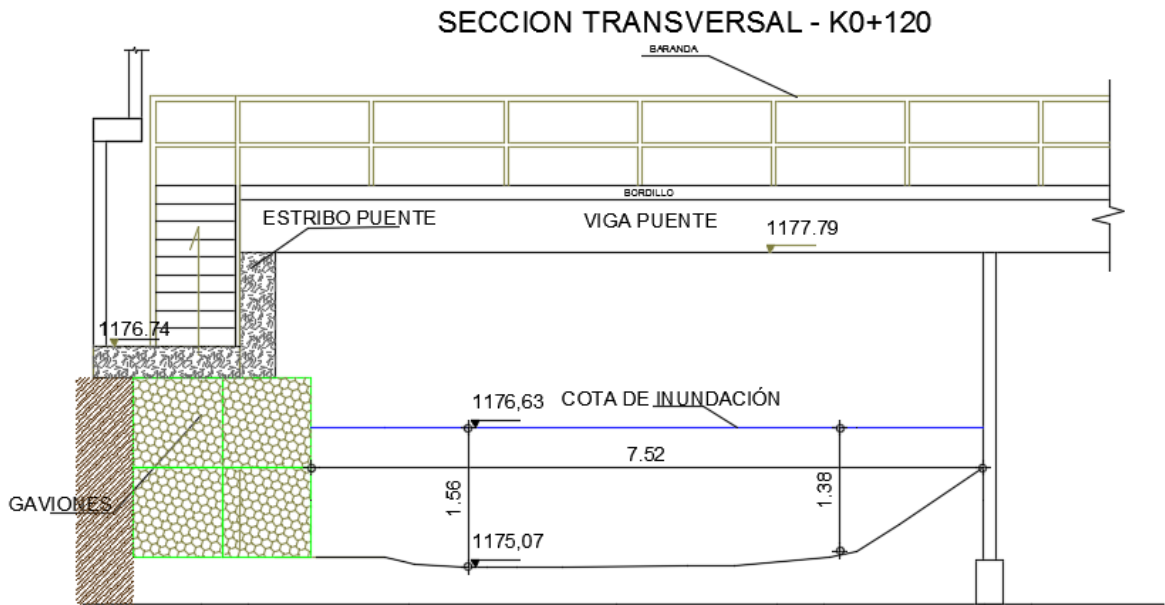


Figura N° 33 sección trasversal k 0 + 120

Capítulo 7. Diseño de estructuras pluvial

7.1 Condiciones óptimas de diseño y de funcionamiento hidráulico

Durante el diseño de la red de alcantarillado, se pretende que los costos de construcción no sean elevados y, por otra parte, que la red sea funcional en aspectos relacionados con la operación y el mantenimiento de la misma. Dado que el sistema actual, es un sistema combinado, lo cual imposibilita que evacue el total gasto producido por eventos extremos; y el elevado costo de construcción de un sistema pluvial se propone la construcción de estructuras complementarias que ayuden evacuar la precipitación al río chiquito como son.

7.2 Cunetas

7.2.1 Caudal de diseño

Considerando que por lo general el área aferente de las cunetas es inferior a una hectárea (1,0 Ha). El área aferente de la cuenta debe incluir la calzada o media calzada de la vía más la proyección horizontal de talud de corte hasta la zanja de coronación.

7.2.2 Localización de las cunetas

En este tramo se proyectara cunetas en ambos sentidos de la vía tomando como inicio el puente de los seguros hasta la carrera 28 en las llanadas, con una longitud de 236,72 metros en

cada lado de la vía. Encontrándose la carpeta asfáltica en un nivel superior al que se encuentran los andenes o sardineles de las casas.

7.2.3 Diseño

Lo primero es determinar el área aferente o tributaria de la cuneta, para este paso son necesarios los planos. Mediante estos se establecerá el caudal captado y dimensiones de la cuneta.

Tomado como sentido el norte de la vía se procede a diseñar la cuneta proponiendo la cuneta con las siguientes dimensiones de acuerdo a la **figura N° 23**

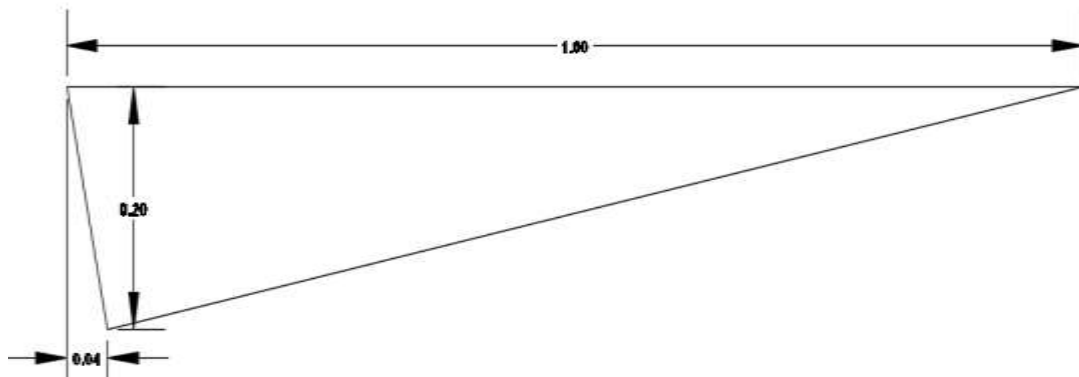


Figura N° 34. Dimensión propuesta de cuneta.

7.2.4 Cálculos hidráulicos

Caudal hidrológico: $0,423 \text{ m}^3/\text{s}$

$$A = (0,2^2) * \left(\frac{0,2 + 4,8}{2} \right) = 0,1 \text{ m}^2$$

$$P = 0,2 * (\sqrt{1 + 4,8^2} + \sqrt{1 + 0,2^2}) = 1,185 \text{ m}$$

$$R_H = \frac{0,1}{1,185} = 0,0843 \text{ m}$$

Caudal captado por la cuneta propuesta es de:

$$Q = \frac{A}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * S^{0,5} = \left(\frac{0,1}{0,013} \right) * (0,0843)^{\frac{2}{3}} * (0,061)^{0,5} = 0,36526 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los caudales hidrológicos a transportar por las cunetas son de $0,297 \text{ m}^3/\text{s}$ por el costado izquierdo y de $0,126 \text{ m}^3/\text{s}$ por el costado derecho de la vía. Lo cual es un caudal inferior al caudal a sección lleno que es de $0,36526 \text{ m}^3/\text{s}$ transportado por cada cuneta.

Calculo de altura de inundación Y

De acuerdo a la ecuación de manning en función de Y:

$$Y = \left(\frac{Q * (\sqrt{1+m^2} + \sqrt{1+z^2})^{\frac{2}{3}} * n}{\left(\frac{m+z}{2}\right)^{5/3} * S^{0,5}} \right)^{3/8}$$

Para la cuneta derecha con un caudal de 0,126 m³/s tenemos:

$$Y = \left(\frac{0,126 * (\sqrt{1+0,2^2} + \sqrt{1+4,8^2})^{\frac{2}{3}} * 0,013}{\left(\frac{0,2+4,8}{2}\right)^{5/3} * 0,061^{0,5}} \right)^{3/8} = 0,134 \text{ m}$$

Para la cuneta izquierda con un caudal de 0,297 m³/s tenemos:

$$Y = \left(\frac{0,297 * (\sqrt{1+0,2^2} + \sqrt{1+4,8^2})^{\frac{2}{3}} * 0,013}{\left(\frac{0,2+4,8}{2}\right)^{5/3} * 0,061^{0,5}} \right)^{3/8} = 0,185 \text{ m}$$

7.2.5 Sumideros

Los sumideros no necesariamente logran captar el caudal correspondiente a su capacidad máxima. En la realidad, los sumideros captan solo parte del escurrimiento que escurre por la cuneta, la fracción no captada escurre aguas abajo y debe agregarse al caudal que recibe la calle, quedando por lo tanto para el siguiente sumidero. En términos de diseño se habla de la eficiencia

de un sumidero E, como la proporción que es capaz de captar del caudal que escurre por la cuneta.

Barrio sesquicentenario

Diseño hidráulico

• **Sumidero S-1**

$$Q_{\text{hidrológico}} = 0,639 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0,013$$

$$K_u = 0,376$$

$$S_x = 0,02 \text{ m/m}$$

$$S_L = 0,0748$$

$$T = \left[\frac{Q * n}{K_u * S_x^{1,67} * S_L^{0,5}} \right]^{0,375} = \left[\frac{0,639 * 0,013}{0,376 * 0,02^{1,67} * 0,0748^{0,5}} \right]^{0,375} = 4,51 \text{ m}$$

Calculo de la profundidad del flujo “Y”

$$Y = T * S_x = 4,51 * 0,02 = 0,09$$

Dimensiones de la rejilla de calzada son:

$$L = 0,25 \text{ m}$$

$$b = 5,2 \text{ m}$$

$$h = 1,6 * \frac{A}{L + 2b}$$

$$h = 1,6 * \frac{1,3}{0,25 + 2(5,2)} = 0,195m$$

$h > Y$ el vertedero funciona como orificio.

Calculo de caudal captado por la rejilla es:

$$Q_i = 2,66 * A * Y^{0,5} = 2,66 (1,3) * 0,09^{0,5} = 1,03 m^3/s$$

Dimensiones del sumidero son de 8,24 m de largo y de 0,25 de ancho.

- **Sumidero S-2**

.

$$Q \text{ hidrológico} = 0,422 m^3/s$$

$$n = 0,013$$

$$K_u = 0,376$$

$$S_x = 0,02 m/m$$

$$S_L = 0,019$$

$$T = \left[\frac{Q * n}{K_u * S_x^{1,67} * S_L^{0,5}} \right]^{0,375} = \left[\frac{0,422 * 0,013}{0,376 * 0,02^{1,67} * 0,019^{0,5}} \right]^{0,375} = 4,992 m$$

Calculo de la profundidad del flujo “Y”

$$Y = T * S_x = 4,992 * 0,02 = 0,099m$$

Dimensiones de la rejilla de calzada son:

$$L = 0,25 \text{ m}$$

$$b = 5,55 \text{ m}$$

$$h = 1,6 * \frac{A}{L + 2b}$$

$$h = 1,6 * \frac{1,387}{0,25 + 2(5,55)} = 0,195m$$

$h > Y$ el vertedero funciona como orificio.

Calculo de caudal captado por la rejilla es:

$$Q_i = 2,66 * A * Y^{0,5} = 2,66 (1,387) * 0,099^{0,5} = 1,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Sumidero S-3**

El caudal producto de la escorrentía que llega al punto es de $1,831 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual un sumidero más arriba capta $0,17 \text{ m}^3/\text{s}$ del $1,831$ que escurren hacia el sector de las llanadas y la avenida Francisco Fernández de Contreras. Da las condiciones especiales por el cruce de la

carrera 28 C, entrada al barrio el Carmen, el cual impide la continuación de la cuneta derecho de la vía, lo cual ocasiona que el caudal restante de escorrentía se reparta en ambos lados de la vía, contando en la cuneta izquierda con una poceta colectora, pero en lado solo cuenta con unos sumideros laterales rudimentarios. Quedando con un caudal de diseño del sumidero de 0,916 m³/s.

$$Q_{\text{hidrológico}}: 0,916 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0,013$$

$$K_u = 0,376$$

$$S_x = 0,02$$

$$S_L = 0,055$$

$$T = \left[\frac{Q * n}{K_u * S_x^{1,67} * S_L^{0,5}} \right]^{0,375} = \left[\frac{0,916 * 0,013}{0,376 * 0,02^{1,67} * 0,055^{0,5}} \right]^{0,375} = 5,469 \text{ m}$$

Calculo de la profundidad del flujo “Y”

$$Y = T * S_x = 5,469 * 0,02 = 0,1094$$

Dimensiones de la rejilla de calzada son:

$$L = 1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 1,6 * \frac{A}{L + 2b}$$

$$h = 1,6 * \frac{1}{1 + 2(1)} = 0,533 \text{ m}$$

$h > Y$ el vertedero funciona como orificio.

Calculo de caudal captado por la rejilla horizontal es:

$$Q_i = 2,66 * A * Y^{0,5} = 2,66 (1) * 0,102^{0,5} = 0,85 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calculo de caudal captado por la apertura lateral es:

$$Q = 1,27 * L * h^{1,5} = 1,27 * 1 * 0,15^{1,5} = 0,073 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Donde $h < a$ funciona como vertedero.

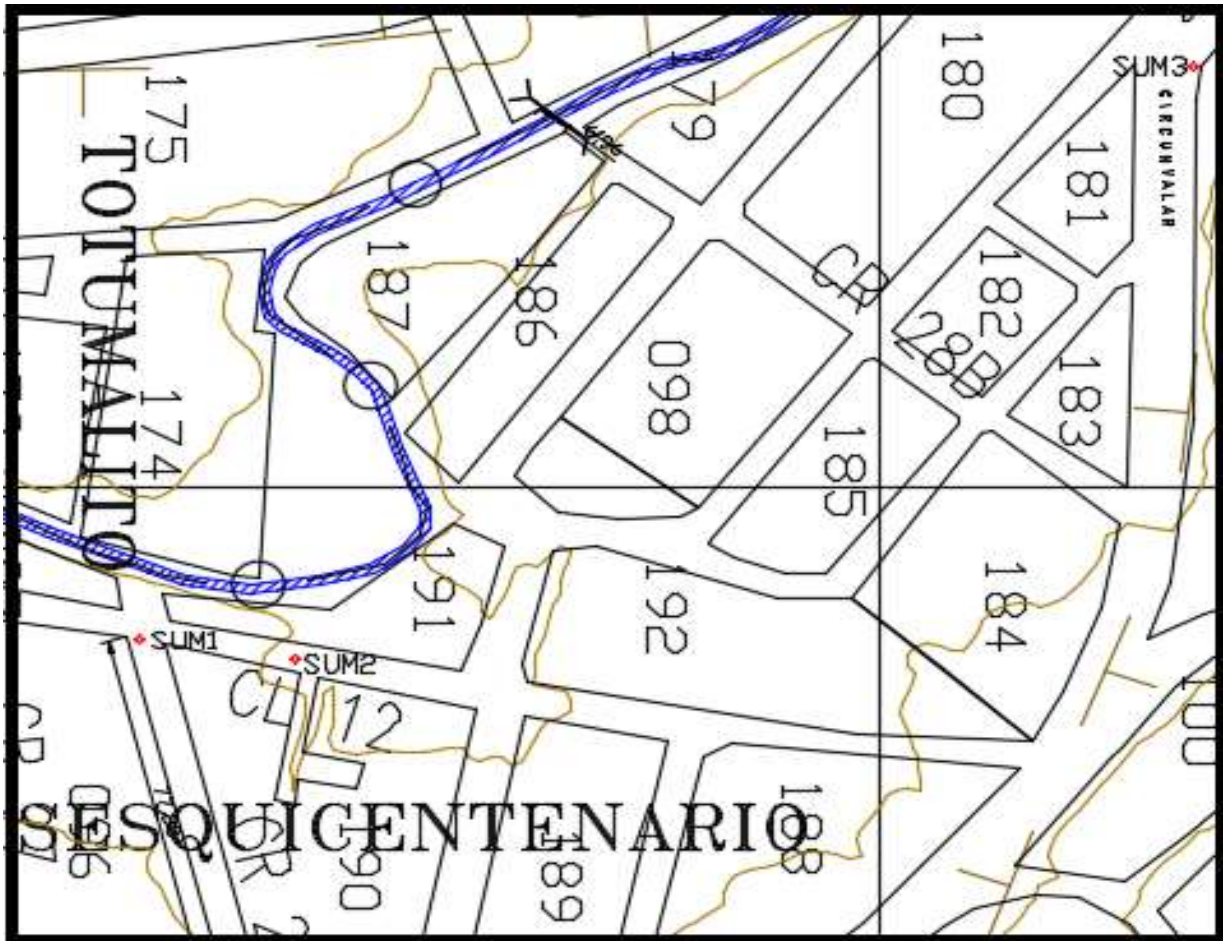


Figura 35. Localización de sumideros propuestos.

7.3 Alcantarillas

7.3.1 Localización

La ubicación de la alcantarilla proyectada se establece de acuerdo a la figura N° 25.

Debido a las condiciones topográficas del terreno la alcantarilla se divide en 2 tramos uno de longitud de 12,89 m correspondientes a la calzada de la vía, el otro tramo faltante corresponde al parque de los seguros con una longitud de 49,89m

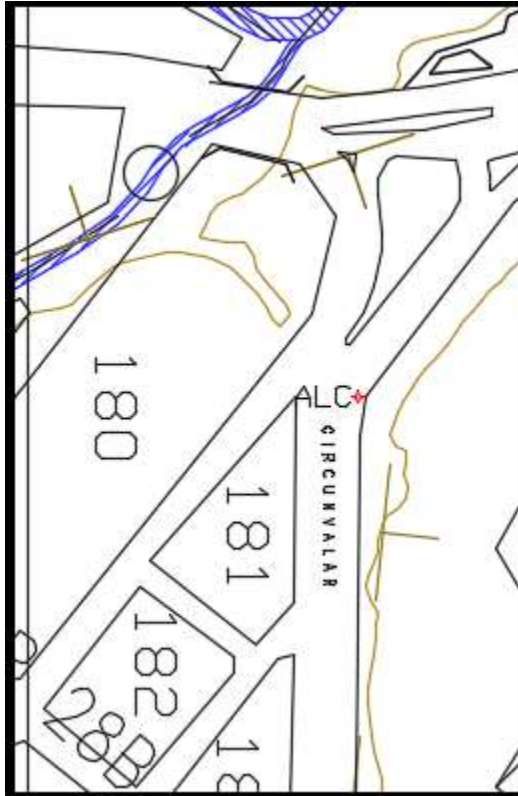


Figura N° 36. Ubicación de las alcantarillas de la circunvalar.

7.3.2 *Diseño hidráulico*

Debido a la topografía del terreno la alcantarilla se divide en dos tramos de longitud de 8,58 m con una pendiente de 2% y el resto de terreno que corresponde mayoritariamente al parque de los seguros con una longitud de 61,13 m con una pendiente de $S= 1,58\%$

$Q_{hidrológico}$: 1,831 m³/s

- 1) Primer tramo de la alcantarilla

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q}{s^2} \right)^{\frac{3}{8}} = 1,548 * \left(\frac{0,013 * 1,832}{0,02^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,794 \text{ m}$$

Diámetro de diseño = 0,9 m

Caudal a tubo lleno

$$Q_o = 0,312 \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) = 0,312 * \left(\frac{0,9^{\frac{8}{3}} * 0,02^{\frac{1}{2}}}{0,013} \right) = 2,56 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q/Q_o = 0,71 \quad V_o = 4,00 \text{ m/s}$$

Tabla 49.

Relaciones hidráulicas primer tramo de la alcantarilla.

V/V _o	0,951	V	3,800	t(N/m ²)	52,97
d/D	0,699	d	0,63	t ₁₀ (N/m ²)	25,87
R/R _o	1,179	R	0,27	Nf	1,61
H/D	0,633	H	0,57	E	1,37

Nota: funcionamiento hidráulico de la alcantarilla.

1) Segundo tramo de la alcantarilla

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q}{s^2} \right)^{\frac{3}{8}} = 1,548 * \left(\frac{0,013 * 1,831}{0,0158^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0,83 \text{ m}$$

Diámetro asumido = 0,9

Caudal a tubo lleno

$$Q_o = 0,312 \left(\frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) = 0,312 * \left(\frac{0,9^{\frac{8}{3}} * 0,0158^{\frac{1}{2}}}{0,013} \right) = 2,28 \frac{m^3}{s}$$

$$Q/Q_o = 0,80 \quad V_o = 3,56 \text{ m/s}$$

Tabla 50.

Relaciones hidráulicas segundo tramo de la alcantarilla.

V/V _o	0,984	V	3,50	t(N/m ²)	41,85
d/D	0,756	d	0,68	t ₁₀ (N/m ²)	20,44
R/R _o	1,202	R	0,27	Nf	1,37
H/D	0,739	H	0,67	E	1,30

Nota. Funcionamiento hidráulico de la alcantarilla

$$\frac{H}{D} = a + (b * z * F) + c(z * F)^2 + d(z * F)^3 * e(z * F)^4 + f(z * F)^5 - 0,5 * s$$

Donde:

$$a = 0,108786$$

$$b = 0,662381$$

$$c = -0,2338$$

$$d = 0,057959$$

$$e = -0,00558$$

$$f = 0,000205$$

$$z = 1,81130889$$

$$F = Q/D^{2.5} = 0,9/0,9^{2.5} = 1,17$$

$$\frac{H_{wi}}{D} = 0,9$$

7.4 Canal

La canalización de la escorrentía pluvial se constituye en un elemento integrador del espacio público, generando desarrollo dentro la ciudad, y no un elemento como lo es actualmente: contaminante ambiental y visual. Todo esto logrado por el arrastre de materiales contaminantes generando con ello una fuente de plagas y zancudos debidos a las pantanos producidos por las inundación del rio. El deterioro que da mal aspecto al sector ofreciendo una calidad de vida baja para sus habitantes que deben convivir con ese panorama a diario.

La fuerza del agua poco a poco socava el canal natural produciendo un ensanchamiento de este, con el fin de evitar daños estructurales en las edificaciones cercanas a la rondas de inundación del rio chiquito.

7.4.1 Caudal de escorrentía critico

En base a los datos obtenidos en la tabla N° 43 se deduce que el gasto de escorrentía para el primer tramo es de 27,973 m³/s

7.5 Análisis de diseño

Teniendo en cuenta las consideraciones y/o especificaciones de Diseño siempre en mente, se prosigue a buscar los datos que harán que se satisfagan el diseño más adecuado y optimo, por lo tanto:

7.6 Calculo de las dimensiones de la sección

El cálculo de las dimensiones de la sección para canales no erosionables incluye los siguientes pasos:

1. Recolectar toda la información necesaria, estimar n y seleccionar S .
2. Calcular el factor de sección $AR_H^{2/3}$ mediante la siguiente ecuación:

$$A * R_h^{2/3} = \frac{n * Q}{S^{1/2}}$$

Tomando coeficiente de rugosidad $n = 0,013$ y una pendiente $S = 0,008$ se procede a determinar el factor $AR_H^{2/3}$ con un caudal de escorrentía de $16,151 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$A * R_h^{2/3} = \frac{0,013 * 28,23}{0,007^{1/2}} = 4,38$$

Como existen otras incógnitas, como b y Y para una sección rectangular, entonces se toman como valores $b = 6,5 \text{ m}$, se resuelve la ecuación en función de la profundidad Y .

$$(6,5 * Y) * \left(\frac{6,5 * Y}{6 + 2 * y} \right)^{2/3} = 4,38$$

$$\frac{[6,5 * y]^{5/3}}{[6,5 + 2 * y]^3} = 4,38$$

$$Y = 0,867$$

Tabla 51.

Canal rectangular propuesto.

TRAMO		LONG. TRAMO	AREA (Has)		COE F. DE ESC.	INT. (lt/seg/H a)	CAU. (lt/seg)	CAU. (m3/seg)	PEN D. (S)	b	y	A	P	Rh	V	# NF
FIN	INI		PRO	ACUM.												
429,7	385	44,74	1,05	525,95	0,481	111,78	28278,28	28,28	0,01	6,50	0,87	5,65	8,24	0,69	5,01	1,71
385	359	26	0,39	526,34	0,481	111,63	28260,10	28,26	0,01	6,50	0,87	5,65	8,24	0,69	5,00	1,71
359	327	32	0,45	526,79	0,481	111,44	28238,26	28,24	0,01	6,50	0,83	5,40	8,16	0,66	5,23	1,83
327	289	38	3	529,79	0,481	111,22	28342,04	28,34	0,01	6,50	0,87	5,66	8,24	0,69	5,01	1,71
289	259,6	29,4	0,06	529,85	0,481	111,05	28303,18	28,30	0,01	6,50	0,83	5,41	8,16	0,66	5,23	1,83
259,6	221	38,6	0,04	529,89	0,481	110,84	28250,28	28,25	0,01	6,50	0,83	5,40	8,16	0,66	5,23	1,83
221	120	101	0,04	529,93	0,481	110,22	28095,43	28,10	0,01	6,50	0,91	5,92	8,32	0,71	4,75	1,59
120	0	120	14,06	543,99	0,481	109,54	28662,65	28,66	0,01	6,50	0,88	5,70	8,25	0,69	5,03	1,71

Nota: en esta tabla se determina la sección rectangular y sus condiciones hidráulicas

7.6.1 Borde libre

El borde libre de un canal es la distancia vertical desde la parte superior del canal hasta la superficie del agua en la condición de diseño. Esta distancia debe ser lo suficientemente grande para prevenir que ondas o fluctuaciones en la superficie del agua

causen reboses por encima de los lados. Una ecuación empírica general es (ÁVILA)

$$B.L. = 0,3 + 0,25 * Y =$$

$$B.L. = 0,3 + 0,25(0,86) = 0,515m$$

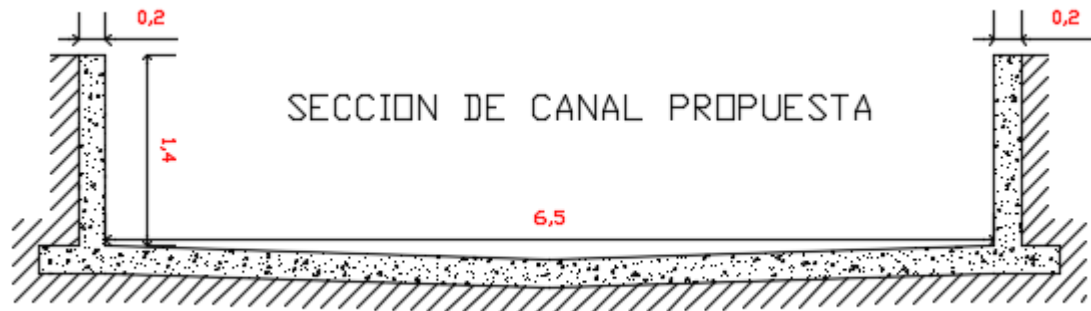


Figura N° 37. Dimensionamiento

7.6.2 Transición

El cambio de sección se debe a las condiciones topográficas de terreno ya que los perfiles del río chiquito nos dan secciones más anchas lo cual imposibilita seguir con la sección trapezoidal.

Un valor aproximado de la longitud de la contracción se puede conocer utilizando el criterio del U. S. Bureau of Reclamation. Los promedios del tirante, velocidad y número de froude de las secciones aguas arriba y aguas abajo son:

Tabla 52.

Condiciones hidráulicas transición

	canal trapezoidal	canal rectangular
Y	0,98	0,87
V	5,86	5,01
#Fr	1,89	1,71

Nota: la tabla muestra las condiciones antes y después de la transición

$$Y = \frac{0,98 + 0,87}{2} = 0,92m$$

$$V = \frac{5,86 + 5,01}{2} = 5,435 \frac{m^3}{s}$$

$$\#Fr = \frac{5,435}{\sqrt{0,92 * 9,81}} = 1,8$$

$$\tan \emptyset = \frac{1}{3 * Fr} = \frac{1}{3 * 1,8} = 0,185$$

$$\emptyset = 10,5$$

$$\tan(10,5^\circ) = \frac{B_2 - B_1}{2 * L}$$

$$\tan(10,5^\circ) = \frac{6,5 - 3,94}{2 * L}$$

$$L = 6,9m$$

Tabla 53.

Análisis hidráulico del canal propuesto

Y	A	P	R	V	#fr	v ² /2G	E	ΔE	Sf	ΔX	x	Z	b
0,980	4,81	6,70	0,72	5,87	1,32	1,754	2,734		0,00131	1,38	0	0,990	3,94
0,994	5,21	6,99	0,75	3,12	0,71	0,497	1,491	1,243	0,00106	1,38	1,38	0,795	4,452
0,972	5,40	7,24	0,75	3,09	0,70	0,486	1,458	0,033	0,00099	1,38	2,76	0,605	4,964
0,951	5,56	7,52	0,74	3,05	0,69	0,475	1,426	0,032	0,00094	1,38	4,14	0,395	5,476
0,930	5,74	7,88	0,73	3,02	0,68	0,465	1,394	0,032	0,00090	1,38	5,52	0,200	5,988
0,909	5,91	8,32	0,71	2,99	0,67	0,454	1,363	0,031	0,00088		6,90	0,000	6,5

Nota. Condiciones hidráulicas de la transición.

7.7 Diseño Estructural Del Canal

El diseño estructural proporciona: un espesor adecuado de concreto y patrones de acero para el refuerzo, para resistir momentos de flexión, fuerzas hidrostáticas (empuje), y esfuerzos de corte originados por cargas de la estructura.

La estabilidad del canal proporciona: dimensiones estructurales adecuadas de manera que para la mayoría de los materiales de fundación, la estructura será: (1) resistente al deslizamiento y al volteo, (2) una estructura que previene la infiltración evitando la remoción de materiales de

la fundación, (3) una estructura que su fundación este sometida a presiones menores que la máxima presión permitida.

7.7.1 Cargas que actúan en la estructura del canal

Las estructuras de un canal debe ser capaz de resistir cargas muertas, cargas vivas en la superficie, presión lateral, subpresiones, cargas transmitidas por automóviles, etc.

Pesos específicos de las cargas muertas.

Los pesos específicos de las cargas muertas comúnmente utilizados en el diseño estructural de canales son:

Tabla 54.

Peso específico de los materiales.

CARGAS	PESO ESPECIFICO (Kg/m3)
Agua	1000
Relleno pre compactado	
Seco	1600
Saturado	2000
Relleno compactado	
Seco	1950
Saturado	2400
Concreto	2400

Nota. La tabla muestra el peso específico de los materiales.

7.7.1.1 Cargas vivas uniformes que actúan en la cubierta de operación

Las presiones laterales provienen de diferentes fuentes, y actúan en los muros de la estructura. Dicha estructura deberá ser capaz de resistir los efectos de las fuerzas resultantes de esas presiones, por medio de la utilización de refuerzo de concreto.

- a) **Agua** la presión de trabajo causada por el agua es de 10 KN/m^3 . La distribución de la presión tiene forma triangular y la fuerza resultante actúa a un tercio de la altura por encima de la base del diagrama de presiones.
- b) **Tierra** las presiones activas del terreno pueden ser determinadas por medio de la ecuación de Rankine o Coulombo. El diagrama de presiones es de forma triangular, como el agua, con la fuerza resultante actuando a un tercio por encima de la base del diagrama. Debido a la similitud que existe con la distribución de presiones del agua, la presión causada por el terreno es a veces considerada como una presión equivalente a la del fluido. Las estructuras de canales normalizadas han sido diseñadas estructuralmente para resistir una presión activa lateral del terreno húmedo de 30 psf ($1,436 \text{ KN/m}^2$) por pie de profundidad, y para una presión activa lateral de un suelo saturado equivalente a 85 psf ($4,07 \text{ KN/m}^2$) por pie de profundidad. A menos que el suelo tenga características especiales, estos valores considerados, son adecuados para el diseño de estructuras en pequeños canales.
- c) Sobrecarga del equipo de construcción y operación, los muros de la estructura deben ser diseñados para resistir los efectos de la maquinaria pesada que transmiten cargas a través del terreno adyacente a la estructura. Se utilizan un equivalente de carga adicional de presión lateral del terreno a 2 pie de profundidad. Como resultado se

tiene una distribución uniforme de la presión lateral del terreno (rectangular) de 60 psf, desde la superficie de relleno al fondo del muro.

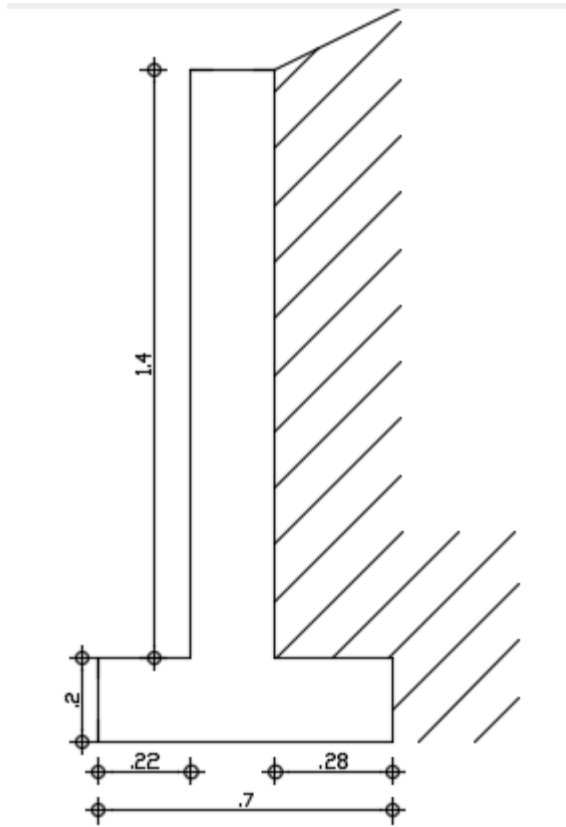


Figura 38. Pre dimensionamiento de los muros del canal.

7.7.2 Estabilidad

Las presiones portantes en la fundación para estructuras pequeñas son de menor magnitud y generalmente serán menores a las presiones portantes admisibles para los diferentes tipos de suelo.

7.7.2.1 Coeficiente de deslizamiento

Cualquiera estructura sujeta a presiones laterales diferenciales debe ser capaz de resistir efectos de deslizamiento. La resistencia al deslizamiento se desarrolla por el esfuerzo de corte a lo largo de la superficie de contacto de la base de la estructura y la fundación, o por el esfuerzo de corte del material de la fundación misma. El esfuerzo de corte desarrollado por la cohesión es omitido y solo se toma en cuenta el esfuerzo de corte ocasionado por la fricción mecánica en la interface de la base y fundación, para el análisis al deslizamiento de pequeñas estructuras. Comúnmente se utiliza un coeficiente de deslizamiento admisible de 0,35, a menos que el suelo tenga características especiales. Esto puede ser expresado como:

$$\frac{\sum H}{\sum N} = 0,35$$

Dónde:

$\sum H$ = sumatoria de las fuerzas laterales actuantes, paralelas al plano de falla
asumido

$\sum N$ = sumatoria de las fuerzas que actúan normalmente al plano de falla asumido,
reducidas por supresión.

7.7.2.2 Resistencia al volteo

Para prevenir volteo, la suma de los momentos que estabilizan la estructura debe exceder a la sumatoria de los momentos de volteo de la estructura.

7.7.2.3 Análisis de estabilidad

a) Volcamiento:

Tabla 55.

Evaluación de las cargas verticales y su momento contra volcamiento con respecto al punto A.

CARGAS (KN)	BRAZO (A) (m)	MOMENTO M^+_A (KN-m)
$P_1 = 0,2 * 1,5 * 24 * 1 =$	9	0,32
$P_2 = 0,8 * 0,2 * 1 * 24 =$	3,36	0,35
$P_3 = 0,35 * 1,5 * 1 * 20 =$	8,4	0,56
$P_4 = 2,87 * 0,4 * 1 =$	0,8036	0,56
TOTALES	215,636	9,210,016

Nota. La tabla muestra la fuerzas que actúan en contrarrestan la fuerza de volcamiento.

Fuerzas aplicada por el relleno al muro del canal.

Presión activa lateral de un suelo saturado equivalente a 30 psf (1,436KN/m²) por pie de profundidad. Para 1,5 m de profundidad se tiene 7,07 KN/m².

$$E_t = 7,07 * 1,5 * \frac{1}{2} = 5,3kN$$

$$M_A = 5,3 * 0,56 = 3 \text{ KN} - m$$

Factor de seguridad al volcamiento sea $\alpha = \frac{9,21}{3} = 3,07$

Sumatoria de momentos con respecto A

$$\sum M = 9,21 - 3 = 6,21 \text{ KN} - m$$

Punto de aplicación de la resultante

$$X_A = \frac{\sum M_A}{\sum F_v} = \frac{6,21}{21,56} = 0,28 \text{ m}$$

Lo cual significa que la resultante cae dentro del tercio medio de la base, por lo tanto las reacciones serán.

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{\sum F_v}{B * L} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right), \text{ en d\u00f3nde;}$$

$$L = 0,7 \text{ m}; \quad B = 1,0 \text{ m}; \quad e = \frac{0,7}{2} - 0,28 = 0,07 \text{ m}$$

$$\sigma_{min}^{max} = \frac{21,56}{0,7 * 1} * \left(1 \pm \frac{6 * 0,07}{0,7} \right)$$

$$\sigma^{max} = 49,28 \frac{KN}{m^2}$$

$$\sigma_{min} = 12,32 \frac{KN}{m^2}$$

Deslizamiento

Coefficiente de fricción suelo-concreto= 0,5

$$F = \text{fuerza de fricción} = f * \sum F_v = 0,5 * 21,56 = 10,78 \text{ KN}$$

El factor de seguridad al desplazamiento será de $\beta = \frac{10,78}{5,3} = 2,03$

7.7.2 Consideraciones estructurales

7.7.2.1 Concreto reforzado

a) Requerimientos mínimos de refuerzo

El refuerzo mínimo utilizado para diseño de canales debe ser de barras de ½ “cada 30 cm. cuando el refuerzo es colocado en una sola capa, o cuando las caras expuestas de concreto son reforzadas. En las caras no

expuestas del concreto que tienen dos capas de refuerzo, el acero mínimo debe de ser de barras de ½” cada 45 cm (18 pulg).

Los muros y otros miembros estructurales deben tener un porcentaje total de refuerzo horizontal igual a la suma de los porcentajes requeridos en ambas caras determinadas para refuerzo de doble cara.

Tabla 56.

Refuerzo de acero en una sola cara.

Caso	% Área de refuerzo de acero
Revestimientos menores a 10 cm.	0.1
Placas y revestimientos no expuestos al sol con juntas separadas a no más de 10 m.	0.25
Placas y revestimientos expuestos al sol con juntas separadas a no más de 10 m.	0.3
Placas y revestimientos no expuestos al sol con juntas separadas a más de 10 m.	0.35
Placas y revestimientos expuestos al sol con juntas separadas a más de 10 m.	0.4

Nota. La tabla determina la cantidad de refuerzo mínimo dependiendo de varios casos

Tabla 57.

Refuerzo en dos caras.

Caso	% Área de refuerzo de acero
Cara adyacente a la tierra y juntas separadas a menos de 10 m	0.1
Cara adyacente a la tierra y no expuesta al sol, con juntas separadas a menos de 10 m.	0.15
Cara no adyacente a la tierra y expuesta al sol, con juntas separadas a menos de 10 m.	0.2
Si las juntas son a más de 10 m	Añadir 5% a lo anterior

Nota. Cantidad de acero dependiendo de las condiciones expuestas.

Si un miembro estructural excede los 30 pies en cualquier dirección paralela al refuerzo, deberá añadirse un porcentaje adicional de 0.05 % de área de acero.

El espaciamiento del refuerzo no deberá exceder a 3 veces el espesor del miembro para refuerzo de

temperatura, y 2 veces el espesor del miembro para las barras de esfuerzo.

Otros requerimientos mínimos y notas generales para el diseño, esquema y detalles del refuerzo se indican en el anexo correspondiente.

a) Espesor mínimo de paredes

Para proporcionar facilidad en el vaciado del concreto y asegurar un buen agarre entre el refuerzo y el concreto, el espesor mínimo de las paredes de concreto debe ser 1 pulg. Por pie de altura (5" como mínimo) para paredes hasta 8 pies de alto.

Para paredes que exceden los 8 pies de altura, el espesor mínimo de concreto debe ser de 8" más $\frac{3}{4}$ " por cada pie de altura mayor a 8 pies. ((<https://es.scribd.com/doc/105255549/DISENO-ESTRUCTURAL-DE-CANALES>))

b) Estribos

En canales de concreto deben ser colocados con espaciamientos menores a 45 cm, ó 2 veces el espesor del muro.

Con lo establecido en los parámetros anteriores se diseñó los aceros de los muros de acuerdo a la siguiente figura.

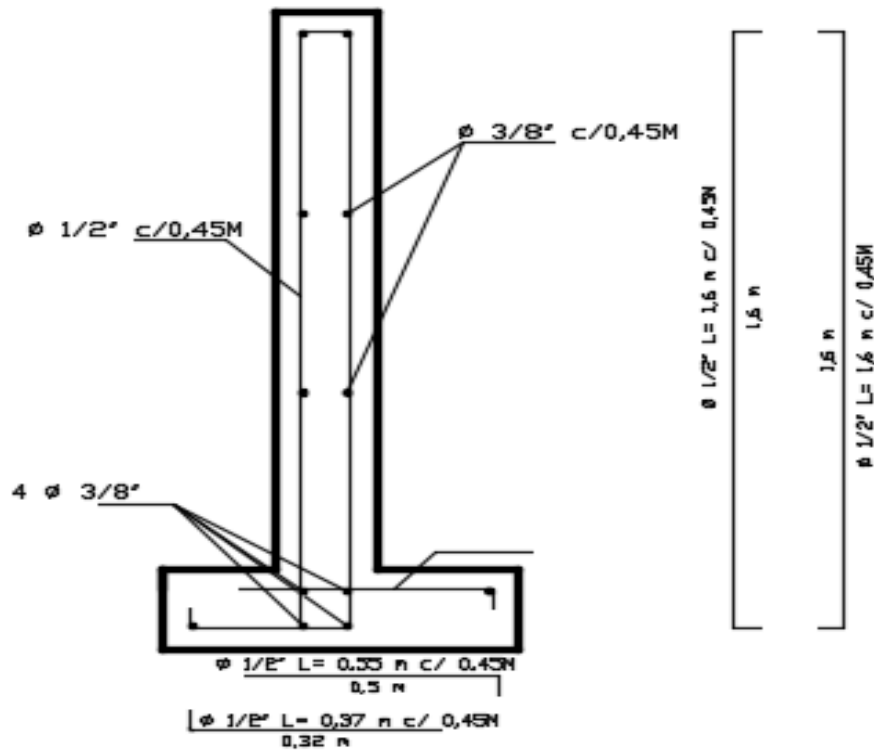


Figura N° 39. Diseño estructural de los muros del canal.

Capítulo 8. Presupuesto

Presupuesto del canal

PRESUPUESTO DE CONTINUACIÓN DEL CANAL DEL RIO CHIQUITO EN SECCION TRANSVERSAL
RECTANGULAR

	DESCRIPCION ITEM	UNID	CANT	VR. UNITARIO	VR. TOTAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	Localización y replanteo	ml	430,72	\$2.784,78	\$1.199.459,70
1,1	Desmante manual sin retiro	m2	746,00	\$3.592,29	\$2.679.850,70
1,1	descapote H = 0,20 m con retiro	m2	746,00	\$4.267,86	\$3.183.821,43
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
2,1	Excavación mecánica sin clasificar	M3	645,00	\$26.149,69	\$16.866.547,56
2,2	Excavación manual sin clasificar	m3	82,56	\$34.212,32	\$2.824.568,79
2,3	Entibado en madera con tabla vertical para muro del canal	m2	1.679,80	\$33.653,42	\$56.531.014,92
2,4	compactacion con vicompactor manual	m3	107,68	\$58.612,49	\$6.311.392,97
2,5	compactacion de relleno con cilindro, compactado en capas espesor máximo E=0,3m	m3	280,00	\$48.858,62	\$13.680.412,92
2,6	Retiro de material de excavación con cargue en volqueta a máquina. Con acarreo interno en obra. Incluye disposición en escombrera oficial.	m3	727,56	\$17.125,20	\$12.459.609,30
3	ESTRUCTURA				
3,1	CONCRETO POBRE SE SOLADO DE 10 Mpa E= 4cm	m3	129,22	\$462.193,54	\$59.722.799,85
3,2	Concreto de 24,5 Mpa para muros. Incl acelerante	m3	258,43	\$500.835,78	\$129.430.989,50
3,3	Concreto de 24,5 Mpa fondo de canal. Incl acelerante	m3	391,50	\$487.158,10	\$190.722.396,24
3,4	Suministro, corte, figuración y colocación de acero de refuerzo	Kg	13.115,35	\$2.865,44	\$37.581.202,60
3,5	JUNTA DE DILATACION SELLO DE POLIURETANO ELASTOMERICO DE ALTO DESEMPEÑO Y CORDON DE ESPUMA PARA FONDO DE JUNTA Ø10MM-INCL. CORTE	ML	1.364,00	\$15.498,98	\$21.140.613,97
4	OBRAS COMPLEMENTARIAS				\$0,00
4,1	MANEJO DE AGUAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL REVESTIMIENTO DEL CANAL (INCL. ATAGUIAS, BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES, FREATICAS Y DE ESCORRENTIA)	Gbl	1,00	\$3.025.071,40	\$3.025.071,40
				valor costo directo	\$554.334.680,45
				A.I.U. 28%	\$155.213.710,53
				valor total	\$709.548.390,97

PRESUPUESTO ALCANTARILLA PROPUESTA EN LA CIRCUNVALAR, CUNETAS EN EL SECTOR DE LAS LLANADAS Y SUMIDEROS EN EL SESQUICENTENARIO					
ITEM	DESCRIPCION ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	VR. UNITARIO	VR. TOTAL
1	Localización y replanteo para alcantarilla	ml	69,71	2.784,78	\$194.126,89
2	corte de pavimento asfaltico y rigido con disco	ml	139,42	1.415,39	\$197.334,20
3	demolicion de pavimento asfaltico espesor mayor a 7 cm	m2	8,58	16.012,81	\$137.389,90
4	demolicion de pavimento rigido espesor menor o igual a 16 cm	m2	61,13	20.019,66	\$1.223.801,57
5	Excavacion mecanica incluye encole y descole	m3	139,42	24.926,83	\$3.475.298,50
6	concreto de 24 Mpa para solados, atraque de tuberia, placa, aletas y guardaruedas y poceta recolectoras y suministro e instalación,	m3	21,50	458.183,07	\$9.850.935,93
7	transporte de tuberia de concreto reforzado 36" acero de refuerzo PDR 60 Inc.	MI	69,71	305.121,93	\$21.270.049,97
8	Corte, figurado y armado.	kg	100,00	2.865,44	\$286.543,65
9	Relleno con material de prestamo, compactado	m3	69,60	78.429,87	\$5.458.718,60
10	Retiro de material de excavacion con cargue en volqueta a maquina. Con acarreo interno en obra.	m3	139,42	18.925,20	\$2.638.551,15
11	Incluye disposición en Suministro, conformacion y compactación de Base Granular Espesor entre 16 y 20	m3	1,70	112.984,95	\$192.074,42
12	riego de imprimación con emulsion asfaltica	m2	8,58	3.541,97	\$30.390,08
13	meacla densa en caliente tipo mcd-2 para reparcheos de via	m3	0,86	518.938,09	\$446.286,76
14	concreto para pavimento rigido de 24 Mpa de E=0,16m	m2	61,13	86.824,81	\$5.307.600,43
15	construccion de cunetas en concreto de 14 Mpa	ml	473,44	40.818,68	\$19.325.195,86
16	Sumidero de calzada con desarenador de 5,1x0,25x0,6 m	Gbl	1,00	714.467,52	\$714.467,52
17	Sumidero de calzada con desarenador de 5,36x0,25x0,6	Gbl	1,00	732.623,52	\$732.623,52
18				valor costo directo	\$71.481.388,97
				A.I.U. 28%	\$20.014.788,91
				valor total	\$91.496.177,88

Capítulo 9. Conclusiones

En la medición del caudal se tuvieron en cuenta varias estaciones meteorológicas resultando escogida la estación de la universidad francisco de paula Santander, por su cercanía a la zona de estudio y presentar más de 10 años completos; al comprar los datos de precipitación máxima en 24 horas se observa dispersión de datos de una estación debido a la gran cantidad de variable como (operarios, equipos, cambio climático etc.); el cual influyen en la realización del modelo hidrológico. Para la selección del método de función de distribución de probabilidad se realizó por medio del análisis gráfico el cual se ajusta mejor a los datos, resultando seleccionada el método de Gumbel, determinando la siguiente ecuación de intensidad para la cuenca del río chiquito es $I = \frac{252,5458 * T^{0,171122}}{t^{0,61458}}$ y con periodo de retorno de 10 años, igualmente con el método racional se determinó el caudal máximo para el sector de Las Llanadas el cual fue de 2,25 m³/s, y para el sector de Sesquicentenario se obtuvo un dato de 1,04 m³/s.

El sistema pluvial de sector del estudio se encuentran con nivel bajo en su capacidad el cual no cuenta con estructuras de captación adecuadas que recojan la escorrentía superficial hacia los sistemas de drenaje, específicamente en el sector del Sesquicentenario estos sistemas no cuentan sumideros adecuados para captar el agua de escorrentía, y la ubicada en la circunvalar es inadecuada por que transporta un caudal combinado el cual afecta el normal funcionamiento del sistema, dicho colector presenta una deficiencia de transporte de caudal para un sistema combinado, de la misma manera, no cuenta con estructuras adecuadas que encaucen el caudal

hacia los sistema de evacuación de aguas lluvias, realizados de forma rudimentaria sin cumplir con ninguna norma de diseño.

En el sector de Sesquicentenario debido a la baja capacidad e inexistencia de sumideros se produce las inundaciones frecuentes en épocas de lluvia, encontrándose sistemas pluviales colmatados y obstruidos con material sedimentado, debido a la falta de mantenimiento. Por tal razón es importante mejoras sus sistemas en su capacidad y en su manteamiento para evitar las inundaciones que se produce por fallas en el sistema y no por el caudal de esorrentía superficial de las zonas aferentes a la ronda del rio.

El diagnostico final propuso algunas alternativas de solución a la problemática presentada; el presente documento muestra la construcción de dos sumideros transversales en el barrio Sesquicentenario con dimensiones establecidas en el estudio técnico del presente trabajo investigativo, esto debido a que el sector no contaba con las estructuras de captación adecuadas y las alcantarillas no tienen el diámetro adecuado. Igualmente en el sector de la Circunvalar se propuso la construcción de un sistema de drenaje tipo alcantarilla, para de esta manera se transporte el caudal de esorrentía por un sistema independiente al existente, el cual presenta conexiones erradas de aguas residuales, afectando el funcionamiento del sistema actual, se planteó un descarga directa de aguas lluvias al rio, para que de esta manera se evidente la contaminación que genera las aguas servidas, la cual deben ser conectadas a los sistemas maestros de aguas sanitarias del municipio de Ocaña.

El presupuesto se realizó mediante el análisis geométrico de los diseños propuestos, determinando los costos mediante un estudio de precios unitarios y rendimientos de la zona del,

los estudios y diseños establecidos en el presente documento, presentan las estructuras pluviales que ayudaran a mitigar el riesgo de inundaciones y de esta manera evitar daños en el sector del estudio.

Capítulo 10. Recomendaciones

Se recomienda un mayor seguimiento y control a las obras que encausan la aguas lluvias de las zonas aferentes al Rio Chiquito, esto debido a que el presente estudio determinó que el rio no se presentara desbordamiento y por ende inundación al sector, sino, que este fenómeno se da por la deficiencia de los sistemas pluviales construidos para la zona de estudio, y las inundaciones se presentan por la falta de capacidad del sistema y mantenimiento periódico, el cual hace que el sistema no funcione correctamente y no puedan drenar las aguas lluvias a la fuente hídrica.

En la realización de modelos hidrológicos se deberán incluir variables producidas por el cambio climático, el cual le den importancia a la salud humana y el impacto que pueda generar en las futuras generaciones.

Emprender unas campañas ambientales de concientización entre los habitantes del sector para evitar que se depositen basura a los sistemas de evacuación de aguas lluvias de la zona y que de esta manera el sistema no presente obstrucción en las épocas invernales, esto ayudar a mejorar los malos hábitos en los procesos de recolección y manejo de los residuos sólidos.

Igualmente realizar gestiones importantes para lograr la consecución de recursos en pro de mejorar el sistema actual, garantizando una mejor calidad de vida a los habitantes del sector y un mejor manejo del sistema pluvial. Se quiere además que este documento sirva de apoyo a las entidades territoriales para avanzar en el mejoramiento de las zonas con riesgo de inundación.

Referencias

<http://www.ingeciv.com/que-es-una-curva-hipsometrica/>). (s.f.).

(<http://ingenieriacivil.tutorialesaldia.com/algunos-parametros-de-forma-y-drenaje-de-la-cuenca-hidrografica-y-su-relacion-con-el-tiempo-de-concentracion/>). (s.f.).

(http://www.carreteros.org/normativa/drenaje/5_2ic/apartados/2.htm). . (s.f.).

(<https://es.scribd.com/doc/105255549/DISENO-ESTRUCTURAL-DE-CANALES>). (s.f.).

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS, Manual de Drenaje Para Carreteras. . (2009). bogota:
invias.

COLOMBIA CONGRESO DE LA REPUBLICA. Resolución 1096 de 17 de Noviembre de
2000, Por la cual se adopta el reglamento técnico para el sector de agua potable y
saneamiento básico “RAS” . . (20 de 05 de 2014).

Alfredo, L. C. (s.f.). Elementos de Diseño Para Acueductos y Alcantarillados . Escuela
colombiana de ingeniería.

aranda, D. f. (s.f.). introducción a la hidrología urbana.

ÁVILA, G. S. (s.f.). HIDRAULICA DE CANALES .

cali, e. p. (40). (NDC-SE-RA-015, SUMIDEROS Y/O CAPTACIÓN SUPERFICIAL DE
AGUAS LLUVIAS EN VIAS URBANAS.

Civilgeeks ingeniería y construcción, Conceptos básicos de los modelos hidrológicos. (s.f.).

Obtenido de <http://civilgeeks.com/2011/09/27/conceptos-basicos-de-los-modelos-hidrologicos/>

FATTORELLI Sergio, F. P. (s.f.). Op.cit.,p.11.

Francisco, C. A. (2001). Introducción a la Hidrología Urbana. Primera Edición.

HERNANDEZ SAMPIERI, R. (2006). Metodología de la Investigación. McGraw-Hill.

Ibid.,p.456. (s.f.).

Ibid.,p.456. (s.f.).

Ibid.,p.462. (s.f.).

LÓPEZ ALONSO Raúl. (s.f.). Propuesta de modificación del método racional. Obtenido de www.reporssitori.vdl.cat/bitstream/handle/10459.1/46519/004298.pdf?sequence=1

RUIZ, J. M. (14 de 09 de 2013). Aplicación de modelos hidrológicos con el fin de prevención de desastres en cuencas de Venezuela . Obtenido de http://tesis.ula.ve/postgrado/tde_busca/archivo.php?codArchivo=1180

(s.f.). Empresas de Servicios Públicos de Ocaña ESPO S.A. En E. S.A., Memorias de Calculo (pág. 277).

transporte, m. d. (s.f.). manual de drenaje para carreteras.

Apéndices

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS DEL CANAL.

ITEM LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO
 UNIDAD ml
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/DIA	RENDIMIENTO	VALOR-UNITARIO	
Equipo de topografía (teodolito o nivel)	und/d	80.000,00	280,00	285,71	
herramienta menor	%		10,00	133,44	
				SUBTOTAL	419,16

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR-UNITARIO	
Tabla pegachento 2*20*300	und	6.496,00	0,10	649,60	
puntilla 1*400grs	kg	2.160,00	0,01	21,60	
vara común 4m	und	10.000,00	0,04	360,00	
				SUBTOTAL	1.031,20

TRANSPORTE

MATERIALES	L. PESO Ó CA	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	RESTACIONE	JORNAL TOTA	RENDIMIENTO	VALOR-UNITARIO	
cuadrilla especializada 1*1	138.972,00	1,80	250.149,60	440,00	568,52	
cuadrilla topografía 1*2*2	331.890,00	1,80	597.402,00	780,00	765,90	
					SUBTOTAL	1.334,42
					TOTAL	2.784,78

ITEM
UNIDAD
EQUIPO

DESMONTE MANUAL SIN RETIRO

m2

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/DIA	ENDIMIEN	ALOR-UNITARI	
Herramienta menor	%		10,00	326,57	
				SUBTOTAL	326,57

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	ALOR-UNITARI	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	ALOR-UNITARI	
				SUBTOTAL	0,00	

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	ENDIMIEN	ALOR-UNITARI	
adrilla de construcción 0	68.943,00	1,80	124.097,40	38,00	3.265,72	
				SUBTOTAL	3.265,72	

TOTAL	3.592,29
-------	----------

ITEM DESCAPOTE H=0,20M CON RETIRO m2
 UNIDAD
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMI ENTO	VALOR- UNITARIO	
retocargador	Hm	80.000,00	70,00	1.142,86	
volqueta 5 m3	Vje	100.000,00	32,00	3.125,00	
				SUBTOTAL	4.267,86

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00	

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTAC IONES	JORNAL TOTAL	RENDIMI ENTO	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00	

TOTAL	4.267,86
-------	----------

EXCAVACIÓN EN MAQUINA SIN CLASIFICAR

UNIDAD
EQUIPO

m3

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
buldozer	Hm	118.000,00	35,00	3.371,43	
cargador	Hm	90.000,00	35,00	2.571,43	
volqueta 5 M3	Vje	100.000,00	5,00	20.000,00	
				SUBTOTAL	25.942,86

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR- UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla o*1	22.981,00	1,80	41.365,80	200,00	206,83	
					SUBTOTAL	206,83

TOTAL	26.149,69
-------	-----------

ITEM
UNIDAD
EQUIPO

EXCAVACIÓN MANUAL SIN CLASIFICAR

m3

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
			10,00	3.110,21	
				SUBTOTAL	3.110,21

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla o*1	22.981,00	1,80	41.365,80	1,33	31.102,11	
					SUBTOTAL	31.102,11

TOTAL	34.212,32
-------	-----------

ITEM ENTIBADO EN MADERA CON TABLA VERTICAL PARA MURO DEL CANAL

UNIDAD

m2

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
			10,00	959,62	
				SUBTOTAL	959,62

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
Liston 9*6*300 sapan	und	24.000,00	0,80	19.200,00	
Tabla pegachento 2*30*300	und	9.744,00	0,40	3.897,60	
				SUBTOTAL	23.097,60

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	18,00	9.596,20	
					SUBTOTAL	9.596,20

TOTAL	33.653,42
-------	-----------

ITEM COMPOCTACION CON VICOMPACTADOR MANUAL m3
 UNIDAD
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Vibrocompactador (Rana) 8 h.p.	Dm	59.000,00	20,00	2.950,00	
			10,00	1.654,63	
SUBTOTAL					4.604,63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
recebo de prestamo	m3	48.700,00	1,30	37.461,54	
SUBTOTAL					37.461,54

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
SUBTOTAL						0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 0*1	22.981,00	1,80	41.365,80	2,50	16.546,32	
SUBTOTAL						16.546,32

TOTAL	58.612,49
-------	-----------

COMPACTACION DE RELLENO CON CILINDRO, COMPACTADO EN CAPAS
ESPESOR MAXIMO E=0,3M

ITEM

UNIDAD

m3

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Motoniveladora	Hm	116.000,00	35,00	3.314,29	
Carrotanque de agua	Dm	267.500,00	35,00	7.642,86	
Compactador de llantas	Hm	92.800,00	35,00	2.651,43	
				SUBTOTAL	13.608,57

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
recebo de prestamo	M3	33.350,00	1,30	25.653,85	
				SUBTOTAL	25.653,85

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	18,00	9.596,20	
					SUBTOTAL	9.596,20
					TOTAL	48.858,62

RETIRO DE MATERIAL DE EXCAVACION CON CARGUE EN VOLQUETA A
MAQUINA. CON ACARREO INTERNO EN OBRA. INCLUYE DISPOSICIÓN EN
EXCOMBRERA OFICIAL

ITEM
UNIDAD

m3

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Volqueta 5 M3	Dm	320.000,00	24,00	13.333,33	
Herramienta menor			10,00	344,72	
				SUBTOTAL	13.678,05

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 0*1	22.981,00	1,80	41.365,80	12,00	3.447,15	
					SUBTOTAL	3.447,15

TOTAL	17.125,20
--------------	------------------

ITEM
UNIDAD
EQUIPO

CONCRETO POBRE SE SOLADO DE 10 MPA E= 4CM

m3

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
mezcladora de 1 bto	Dm	50.000,00	3,00	16.666,67	
Herramienta menor			10,00	14.597,90	
				SUBTOTAL	31.264,56

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
cemento	kg	25.000,00	9,00	225.000,00	
arena	m3	55.000,00	1,09	59.950,00	
				SUBTOTAL	284.950,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR- UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141.924,00	1,80	255.463,20	1,75	145.978,97	
					SUBTOTAL	145.978,97

TOTAL	462.193,54
-------	------------

ITEM

CONCRETO DE 24,5 MPA PARA MUROS. INCL ACCELERANTE

UNIDAD

m3

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
mezcladora de 1 bto	Dm	50.000,00	3,00	16.666,67	
Herramienta menor			10,00	14.597,90	
cizalla manual	Du	10.600,00	320,00	33,13	
				SUBTOTAL	31.297,69

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
cemento	bto	25.000,00	7,00	175.000,00	
arena	kg	55.000,00	0,60	33.000,00	
triturado	kg	86.000,00	0,90	77.400,00	
tabla pegachento (2*20*30)	und	12.000,00	1,15	13.800,00	
barra de union corrugado de 1/2"	kg	2,04	2.800,00	5.712,00	
sikaset I	kg	1,26	3.944,00	4.969,44	
				SUBTOTAL	309.881,44

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	ALOR-UNITAR	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141.924,00	1,80	255.463,20	1,75	145.978,97	
					SUBTOTAL	145.978,97

TOTAL	487.158,10
--------------	-------------------

ITEM CONCRETO DE 24,5 MPA FONDO DE CANAL. INCL ACELERANTE
 UNIDAD m3
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
zcladora de 1	Dm	50000	3	16666,67	
Herramient a menor			10,00	17.618,15	
				SUBTOTAL	34284,82

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
cemento	bto	25000	7	175000	
arena	kg	55000	0,6	33000	
triturado	kg	86000	0,9	77400	
sikaset I	kg	1,26	3944	4969,44	
				SUBTOTAL	290369,44

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141924	1,80	255.463,20	1,45	176.181,52	
				SUBTOTAL	176181,52	

TOTAL	500835,78
-------	-----------

ITEM JUNTA DE DILATACION SELLO DE POLIURETANO ELASTOMERICO DE ALTO DESEMPEÑO Y CORDON DE ESPUMA PARA FONDO DE JUNTA Ø10MM-INCL. CORTE

UNIDAD EQUIPO ml

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Cortadora de concreto 5mm de ancho x 3.3 a 5 5c porf de corte	ml	5800	1	5800,00	
Herramienta menor			10,00	505,25	
				SUBTOTAL	6305,25

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
SELLO DE POLIURETANO ELASTOMERICO DE ALTO DESEMPEÑO	ml	0,12	30160	3619,2	
CORDON DE ESPUMA PARA FONDO DE JUNTA Ø10MM	ml	1	522	522	
				SUBTOTAL	4141,2

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*1	72981	1,80	131.365,80	26,00	5.052,53	
					SUBTOTAL	5052,53

TOTAL	\$15.498,98
-------	-------------

ITEM SUMINISTRO, CORTE, FIGURACIÓN Y COLOCACIÓN DE ACERO DE REFUERZO
 UNIDAD kg
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cizalla	Dm	10.600,00	320,00	33,13	
Dobladora manual	Du	10.600,00	320,00	33,13	
ramienta menor			0,10	34,47	
				SUBTOTAL	100,72

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
acero	kg	2.200,00	1,10	2.420,00	
				SUBTOTAL	2.420,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 0*1	22.981,00	1,80	41.365,80	120,00	344,72	
					SUBTOTAL	344,72

TOTAL	2.865,44
-------	----------

MANEJO DE AGUAS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DEL REVESTIMIENTO DEL
ITEM CANAL (INCL. ATAGUIAS, BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES, FREATICAS Y DE
ESCORRENTIA)

UNIDAD Gbl
EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/dia	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
motobomb a gas 3"		67000	10	670000,00	
			10,00	214.097,40	
				SUBTOTAL	884097,40

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
	ml				
				SUBTOTAL	0

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	ALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*3	118943	1,80	214.097,40	10,00	2.140.974,00	
					SUBTOTAL	2.140.974,00

TOTAL	\$3.025.071,40
-------	----------------

PRESUPUESTO ALCANTARILLA PROPUESTA EN LA CIRCUNVALAR, CUNETAS EN
EL SECTOR DE LAS LLANADAS Y SUMIDEROS EN EL SESQUICENTENARIO

ITEM LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO PARA ALCANTARILLA ml
UNIDAD
EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/DIA	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Equipo de topografía (teodolito o nivel)	und/d	80.000,00	280,00	285,71	
herramienta menor	%		10,00	133,44	
				SUBTOTAL	419,16

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
Tabla pegachento 2*20*300	und	6.496,00	0,10	649,60	
puntilla 1*400grs	kg	2.160,00	0,01	21,60	
vara común 4m	und	10.000,00	0,04	360,00	
				SUBTOTAL	1.031,20

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	ALOR-UNITAR	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla especializada 1*1	138.972,00	1,80	250.149,60	440,00	568,52	
cuadrilla topografía 1*2*2	331.890,00	1,80	597.402,00	780,00	765,90	
					SUBTOTAL	1.334,42

TOTAL	2.784,78
-------	----------

ITEM CORTE DE PAVIMENTO ASFALTICO Y RÍGIDO CON DISCO
 UNIDAD ml
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIENTO	VALOR-UNITARIO	
Rotadora de disco	und/d	31.500,00	30,00	1.050,00	
Instrumentación	%		10,00	33,22	
				SUBTOTAL	1.083,22

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR-UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	L. PESO Ó CA	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00	

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	RESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	VALOR-UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	520,00	332,18	
				SUBTOTAL	332,18	

TOTAL	1.415,39
-------	----------

ITEM

DEMOLICIÓN DE PAVIMENTO ASFALTICO ESPESOR MAYOR A 7 CM

UNIDAD

m2

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
compresor de dos martillos	und/d	80.000,00	8,00	10.000,00	
herramienta menor	%		10,00	546,62	
SUBTOTAL					10.546,62

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
SUBTOTAL					0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR- UNITARIO	
SUBTOTAL						0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	31,60	5.466,19	
SUBTOTAL						5.466,19

TOTAL	16.012,81
-------	-----------

ITEM DEMOLICIÓN DE PAVIMENTO RÍGIDO ESPESOR MENOR O IGUAL A 16 CM
 UNIDAD m2
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIENTO	VALOR-UNITARIO	
compresor de dos martillos	und/h	80.000,00	8,00	10.000,00	
cortadora de disco	und/h	31.500,00	20,00	1.575,00	
herramienta menor	%		10,00	767,70	
				SUBTOTAL	12.342,70

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR-UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00	

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	VALOR-UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	22,50	7.676,96	
				SUBTOTAL	7.676,96	

TOTAL	20.019,66
-------	-----------

ITEM
UNIDAD
EQUIPO

EXCAVACIÓN MECÁNICA INCLUYE ENCOLE Y DESCOLE

m3

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
RETROEXCAVA DORA	Hm	118.000,00	25,00	4.720,00	
volqueta 5 M3	Vje	100.000,00	5,00	20.000,00	
				SUBTOTAL	24.720,00

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR- UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla o*1	22.981,00	1,80	41.365,80	200,00	206,83	
					SUBTOTAL	206,83

TOTAL	24.926,83
-------	-----------

ITEM CONCRETO DE 24 MPA PARA SOLADOS, ATRAQUE DE TUBERÍA, PLACA, ALETAS Y GUARDARRUEDAS Y POCETA RECOLECTORAS Y DISIPADOR DE ENERGÍA

UNIDAD

m3

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
zcladora de 1	Dm	50.000,00	3,00	16.666,67	
Herramient a menor			10,00	14.192,40	
				SUBTOTAL	30.859,07

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
cemento	bto	25.000,00	7,00	175.000,00	
arena	kg	55.000,00	0,60	33.000,00	
triturado	kg	86.000,00	0,90	77.400,00	
				SUBTOTAL	285.400,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141.924,00	1,80	255.463,20	1,80	141.924,00	
					SUBTOTAL	141.924,00

TOTAL	458.183,07
-------	------------

ITEM SUMINISTRO E INSTALACIÓN, TRANSPORTE DE TUBERÍA DE CONCRETO
REFORZADO 36"

UNIDAD EQUIPO ml

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
RETOEXCAV DORA	HM	118.000,00	3,00	39.333,33	
				SUBTOTAL	39.333,33

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
TUBERIA DE CONCRETO REFORZADO DE 36"	UND	200.000,00	1,05	210.000,00	
paquete de cau	und	27.000,00	1,00	27.000,00	
				SUBTOTAL	237.000,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR- UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	6,00	28.788,60	
					SUBTOTAL	28.788,60

TOTAL	305.121,93
-------	------------

ITEM ACERO DE REFUERZO PDR 60 INC. CORTE, FIGURADO Y ARMADO
 UNIDAD kg
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cizalla	Dm	10.600,00	320,00	33,13	
Dobladora manual	Du	10.600,00	320,00	33,13	
herramienta menor			0,10	34,47	
				SUBTOTAL	100,72

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
acero	kg	2.200,00	1,10	2.420,00	
				SUBTOTAL	2.420,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 0*1	22.981,00	1,80	41.365,80	120,00	344,72	
					SUBTOTAL	344,72

TOTAL	2.865,44
-------	----------

ITEM RELLENO CON MATERIAL DE PRÉSTAMO, COMPACTADO m3
 UNIDAD
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
compactado r tipo saltarin	Dm	22.500,00	2,00	11.250,00	
Herramient a menor			10,00	344,72	
SUBTOTAL					11.594,72

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
agua	lt	78,00	1,00	78,00	
tierra comun para relleno	m3	48.700,00	1,30	63.310,00	
SUBTOTAL					63.388,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
SUBTOTAL						0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 0*1	22.981,00	1,80	41.365,80	12,00	3.447,15	
SUBTOTAL						3.447,15
TOTAL						78.429,87

ITEM RETIRO DE MATERIAL DE EXCAVACIÓN CON CARGUE EN VOLQUETA A MÁQUINA. CON ACARREO INTERNO EN OBRA. INCLUYE DISPOSICIÓN EN ESCOMBRERA OFICIAL.

UNIDAD EQUIPO m3

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Volqueta 5 M3	Dm	320.000,00	24,00	13.333,33	
cargador	Hm	90.000,00	50,00	1.800,00	
Herramient a menor			10,00	344,72	
				SUBTOTAL	15.478,05

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
				SUBTOTAL	0,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 0*1	22.981,00	1,80	41.365,80	12,00	3.447,15	
				SUBTOTAL	3.447,15	

TOTAL	18.925,20
-------	-----------

ITEM SUMINISTRO, CONFORMACIÓN Y COMPACTACIÓN DE BASE GRANULAR
ESPESOR ENTRE 16 Y 20 CMS

UNIDAD

m3

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
compactador tipo saltarin	Dm	22.500,00	2,00	11.250,00	
Herramienta menor			10,00	3.454,63	
				SUBTOTAL	14.704,63

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
agua	lt	78,00	1,00	78,00	
base granular	m3	48.656,00	1,00	48.656,00	
				SUBTOTAL	48.734,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
volqueta	1,25			12.000,00	15.000,00	
					SUBTOTAL	15.000,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	5,00	34.546,32	
					SUBTOTAL	34.546,32

TOTAL	112.984,95
-------	------------

ITEM RIEGO DE IMPRIMACIÓN CON EMULSIÓN ASFÁLTICA M2
 UNIDAD
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Irrigador	Dm	22.500,00	300,00	75,00	
Herramienta menor			10,00	172,73	
				SUBTOTAL	247,73

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
EMULSION ASFALTICA	GL	5.600,00	0,25	1.400,00	
AGUA	LT	78,00	2,14	166,92	
				SUBTOTAL	1.566,92

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*2	95.962,00	1,80	172.731,60	100,00	1.727,32	
					SUBTOTAL	1.727,32

TOTAL	3.541,97
-------	----------

ITEM MEZCLA DENSA EN CALIENTE TIPO MCD-2 PARA REPARCHEOS DE VÍA
UNIDAD m3

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Rodillo Vibratorio	Dm	50.000,00	3,50	14.285,71	
Herramienta menor			10,00	6.386,58	
				SUBTOTAL	20.672,29

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
Mezcla densa en caliente tipo MDC-2	m3	325.000,00	1,25	406.250,00	
liga asfaltica	kg	12.000,00	2,00	24.000,00	
escoba	und	4.150,00	1,00	4.150,00	
				SUBTOTAL	434.400,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141.924,00	1,80	255.463,20	4,00	63.865,80	
					SUBTOTAL	63.865,80

TOTAL	518.938,09
-------	------------

ITEM CONCRETO PARA PAVIMENTO RÍGIDO DE 24 MPA DE E=0,16M
 UNIDAD m2
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
vibrador de concretos	Dm	13.999,00	6,00	2.333,17	
Herramienta menor			10,00	1.419,24	
				SUBTOTAL	3.752,41

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
concreto hidraulicode 24 Mpa premezclado	Gb	420.000,00	0,16	67.200,00	
desperdicio (5%)	%		0,03	1.680,00	
				SUBTOTAL	68.880,00

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141.924,00	1,80	255.463,20	18,00	14.192,40	
					SUBTOTAL	14.192,40
					TOTAL	86.824,81

ITEM CONSTRUCCIÓN DE CUNETAS EN CONCRETO DE 14 MPA UNIDAD ML

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
vibrador de concretos	Dm	13.999,00	6,00	2.333,17	
Mezcladora de 1 bto	Dm	50.000,00	25,00	2.000,00	
formaleta	und	10.000,00	3,00	3.333,33	
Herramienta menor			10,00	1.419,24	
				SUBTOTAL	9.085,74

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
cemento	bto	25.000,00	0,59	14.750,00	
arena	kg	55.000,00	0,06	870,25	
triturado	kg	86.000,00	0,12	102,69	
agua	lt	78,00	17,70	1.817,60	
				SUBTOTAL	17.540,54

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0,00

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141.924,00	1,80	255.463,20	18,00	14.192,40	
				SUBTOTAL	14.192,40	
					TOTAL	40.818,68

ITEM

SUMIDERO DE CALZADA CON DESARENADORE DE 5,1x0,25x0,6 m

UNIDAD

GBL

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Herramienta menor	%		10,00	25.546,32	
				SUBTOTAL	25546,32

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
Rejilla sumidero transversal A = 5,1m x 0,25 m x 0,05m	UND	180000	1	180000	
Caja en concreto	M3	285400	0,77	219758	
Mortero impermeabilizado	M3	337000	0,1	33700	
				SUBTOTAL	433458

TRANSPORTE

MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0

MANO DE OBRA

TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141924	1,80	255.463,20	1,00	255.463,20	
					SUBTOTAL	255463,20

TOTAL	714467,52
-------	-----------

ITEM SUMIDERO DE CALZADA CON DESARENADORE DE 5,1x0,25x0,6 m
 UNIDAD GBL
 EQUIPO

DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/hora	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
Herramienta menor	%		10,00	25.546,32	
				SUBTOTAL	25546,32

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO-UNIDAD	CANTIDAD	VALOR- UNITARIO	
Rejilla sumidero transversal A = 5,1m x 0,25 m x 0,05m	UND	180000	1	180000	
Caja en concreto	M3	285400	0,81	231174	
Mortero impermeabiliza do	M3	337000	0,12	40440	
				SUBTOTAL	451614

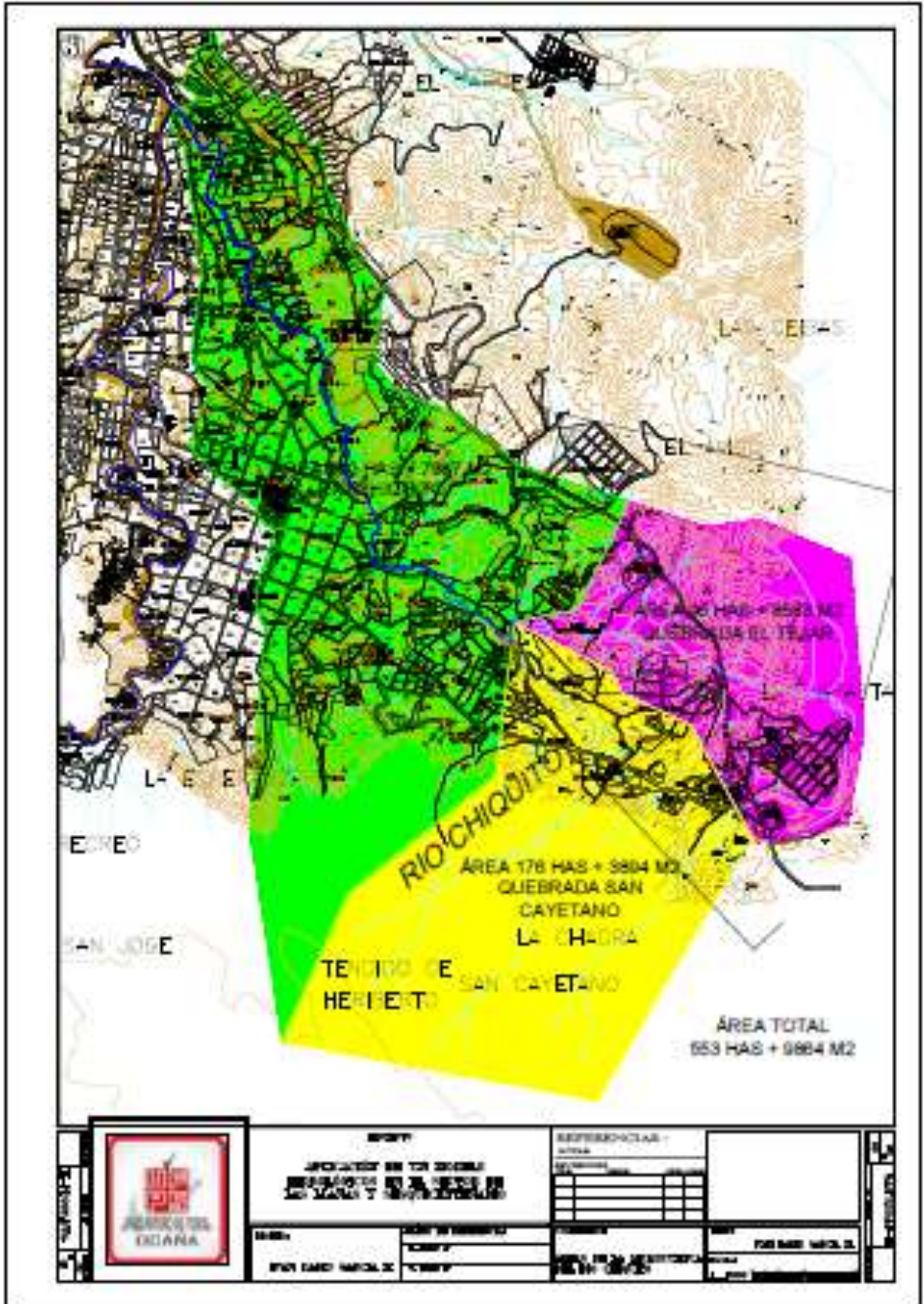
TRANSPORTE

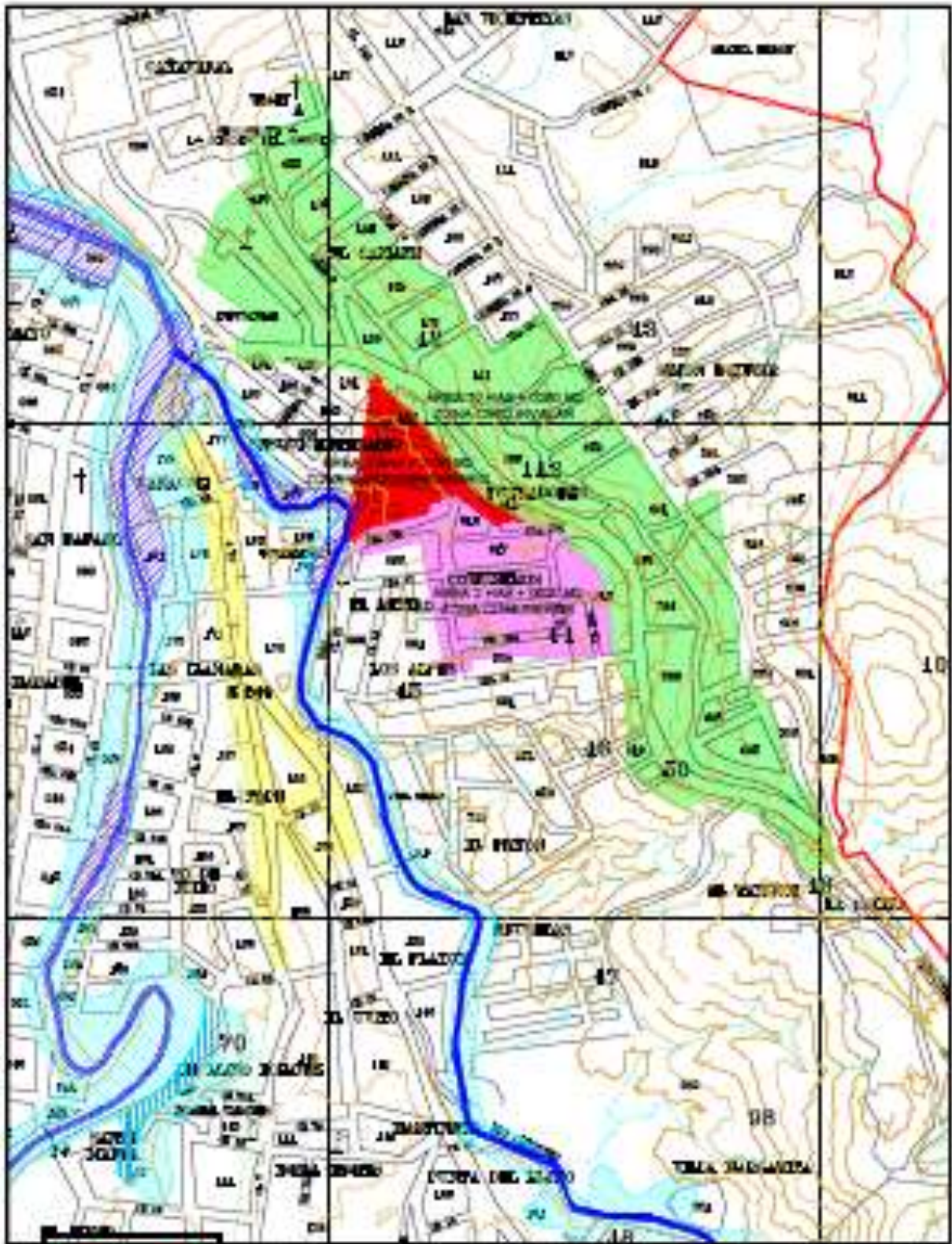
MATERIALES	VOL. PESO Ó CANT.	DISTANCIA	M3-km	TARIFA	VALOR-UNITARIO	
					SUBTOTAL	0

MANO DE OBRA

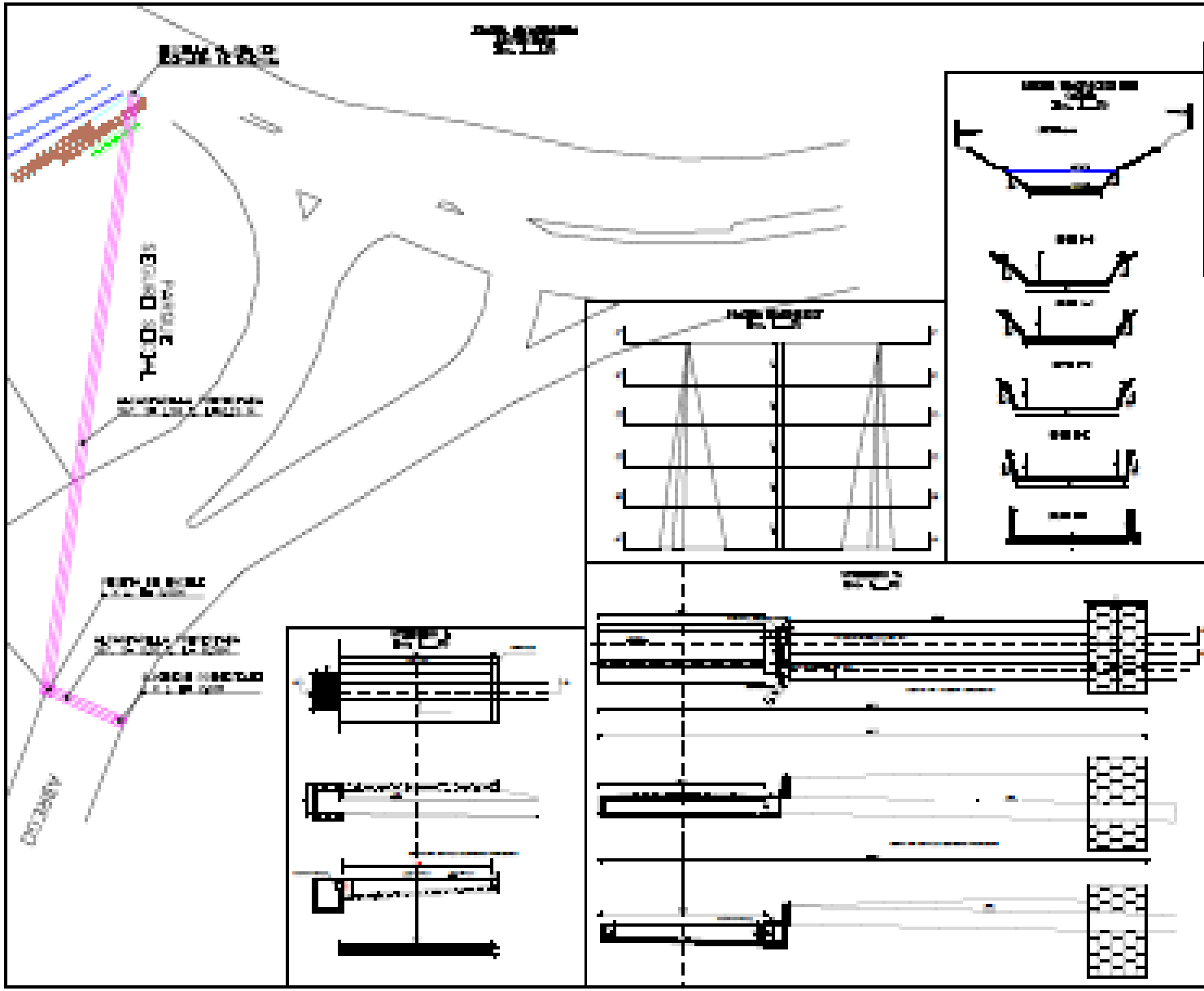
TRABAJADOR	JORNAL	PRESTACIO NES	JORNAL TOTAL	RENDIMIEN TO	VALOR- UNITARIO	
cuadrilla 1*4	141924	1,80	255.463,20	1,00	255.463,20	
					SUBTOTAL	255463,20

TOTAL	732623,52
-------	-----------





	TÍTULO: ANEXO DE LOS PLANOS DE LOS BARRIOS Y VIVIENDAS DE LA ZONA DE INVESTIGACIÓN		ESCALA: 1:500	
	FECHA: 1980	ELABORADO POR: M. J. GARCÍA	REVISADO POR: M. J. GARCÍA	OTRO:

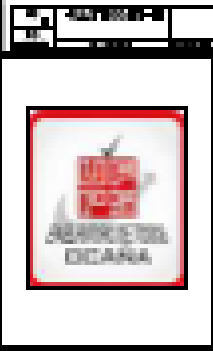


TABLE

NO.	DESCRIPTION
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...

PROPERTIES

NO.	DESCRIPTION	UNIT	VALUE
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10



OPIS
 ADRESA NA TERENU
 (Mesto, ulica, broj)

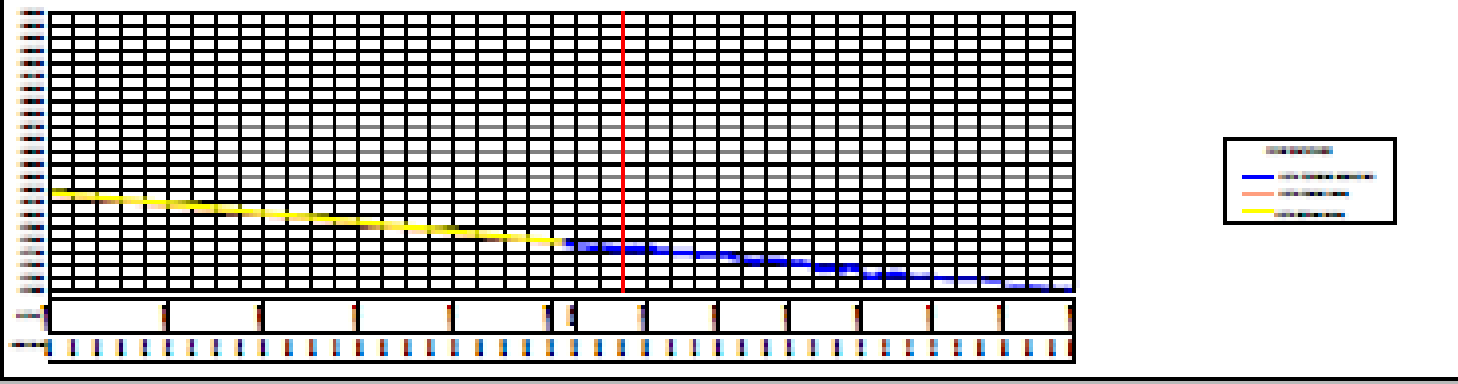
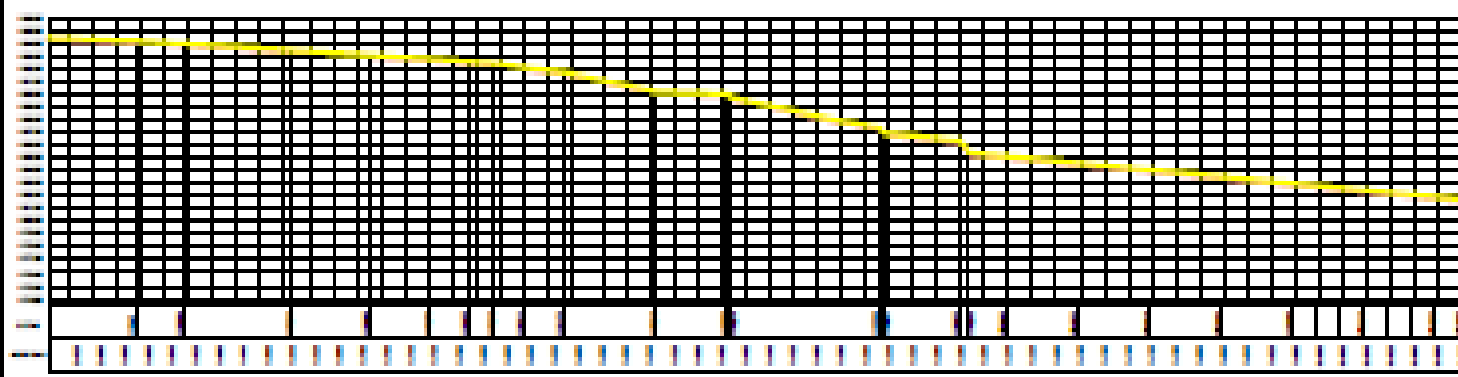
PROJEKTOVANJE
 (Ime i prezime)
 (Mesto, ulica, broj)
 (Datum)

PROJEKTOVANJE I
 (Ime i prezime)
 (Mesto, ulica, broj)
 (Datum)

№	Ime	Prezime

PROJEKTOVANJE II
 (Ime i prezime)
 (Mesto, ulica, broj)
 (Datum)

PROJEKTOVANJE III
 (Ime i prezime)
 (Mesto, ulica, broj)
 (Datum)



<p>PUENTE VINCULAS EL VITO CALIZO</p>				<p>ESTADO</p> <p>ANEXO DE TRAZADO</p> <p>PROYECTO</p> <p>CONTRATO</p> <p>PLAN DE SECCION</p> <p>1:1000</p> <p>1:1000</p>
			<p>PUENTE DEL GRUPO ESCUELA</p>	<p>PROYECTO</p> <p>CONTRATO</p> <p>PLAN DE SECCION</p> <p>1:1000</p> <p>1:1000</p>