

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	11
1. INVESTIGACION DE CAMPO.....	13
2. INFORMACION SECUNDARIA.....	14
2.1 DEFINICIÓN DE LA CUENCA.....	14
2.2 HIDROLOGÍA.....	16
2.2.1 Estaciones en el área de estudio	16
2.2.2 Caracterización Física.....	23
2.2.2.1 Parámetros Generales.....	24
2.2.2.2 Parámetros de Forma.....	26
2.2.2.3 Parámetros de Relieve	29
2.2.2.4 Parámetros de Relieve en relación con la erosión	39
2.2.2.5 Parámetros Relativos a la Red Hidrográfica	41
2.3 GEOLOGÍA	46
3. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION HIDROLOGICA	47
3.1 TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN.....	47
3.2 RESULTADOS DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	50
3.2.1 Precipitaciones máximas en 24 horas.....	50
3.2.2 Precipitaciones para diferentes duraciones de lluvia	51
3.3 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN	64
3.3.1 Cálculo de precipitación promedio de la cuenca	64
3.3.2 Relación precipitación-escorrentía.....	67
3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA PARA CADA PUNTO DE ENTRADA.....	70
3.5 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO	72
3.6 SELECCIÓN DEL MÉTODO A EMPLEAR	79
4. HIDRAULICA DE INUNDACION	81
4.1 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	81
4.2 ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD POR SECCIONES....	91
4.3 ESTRUCTURAS EN EL RIO	92
5. DINAMICA FLUVIAL.....	100
5.1 MORFOLOGÍA FLUVIAL.....	100
5.2 GEOMETRIA HIDRAULICA DEL RIO.....	100
5.3 ENCAUZAMIENTO DEL RIO	103
5.4 EFECTOS DE UN ENCAUZAMIENTO	103
5.5 CONDICIONANTES DE UN CAUCE ESTABLE	104
5.5.1 Teoría del régimen.....	106
5.6 CONSIDERACIONES DE TRAZADO	110
5.6.1 Sinuosidad.....	110
5.6.2 Trazado de la planta de un cauce principal.....	111

6. SOCAVACION.....	112
6.1 TENDENCIA DE LA SOCAVACIÓN.....	112
6.2 PENDIENTE DE EQUILIBRIO.....	112
6.3 SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES	123
7. AREAS HABITADAS EN ZONA DE RIESGO	129
8. COSTOS DE LAS OBRAS PROYECTADAS.....	130
9. ALCANTARILLADO PLUVIAL.....	131
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	132
10.1 CONCLUSIONES.....	132
10.2 RECOMENDACIONES	135
11. REGISTRO FOTOGRÁFICO	138

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1	Subcuencas Río de Oro
Tabla 2.2	Precipitaciones máximas en Estación Llano Grande
Tabla 2.3	Precipitaciones máximas en la Estación La Granja
Tabla 2.4	Precipitaciones máximas en la Estación La Floresta
Tabla 2.5	Precipitaciones máximas en la Estación Aeropuerto Palonegro
Tabla 2.6	Precipitaciones máximas en la Estación Club Campestre
Tabla 2.7	Precipitaciones máximas en la Estación El Rasgón
Tabla 2.8	Calculo de Área
Tabla 2.9	Perímetro de la Cuenca
Tabla 2.10	Longitud del Cauce principal
Tabla 2.11	Coeficiente de Gravelius Cs
Tabla 2.12	Forma de la Cuenca de Acuerdo al Cs.
Tabla 2.13	Rectángulo Equivalente
Tabla 2.14	Altura Media de la Cuenca
Tabla 2.15	Coeficiente de Masividad
Tabla 2.16	Coeficiente Ortográfico CO
Tabla 2.17	Densidad de drenaje
Tabla 2.18	Pendiente Media de la Corriente Principal
Tabla 2.19	Alejamiento Medio
Tabla 2.20	Tiempo de Concentración
Tabla 3.1	Funciones de distribución seleccionadas para cada estación para el cálculo de la precipitación máxima en 24 horas
Tabla 3.2	Precipitación máxima en 24 H en cada estación para distintos períodos de retorno
Tabla 3.3	Funciones de distribución seleccionadas para cada estación para el cálculo de la precipitación para diferentes duraciones de lluvia
Tabla 3.4	Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 20 minutos para la Estación de Llano Grande
Tabla 3.5	Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 20 y 200 minutos para la Estación de Llano Grande
Tabla 3.6	Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la Estación La Granja

- Tabla 3.7 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 120 minutos para la Estación La Granja
- Tabla 3.8 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la Estación La Floresta
- Tabla 3.9 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 150 minutos para la Estación La Floresta
- Tabla 3.10 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 20 minutos para la Estación de Aeropuerto Palonegro
- Tabla 3.11 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 120 minutos para la Estación de Aeropuerto Palonegro
- Tabla 3.12 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 30 minutos para la Estación Club Campestre
- Tabla 3.13 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 30 y 240 minutos para la Estación Club Campestre
- Tabla 3.14 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la Estación El Rasgón
- Tabla 3.15 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 90 minutos para la Estación El Rasgón
- Tabla 3.16 Áreas de cada drenaje por estación
- Tabla 3.17 Porcentajes de áreas de cada drenaje por estación
- Tabla 3.18 Áreas de cada drenaje por punto de entrada
- Tabla 3.19 Porcentajes de áreas de cada drenaje por punto de entrada
- Tabla 3.20 Curvas de escorrentía para los complejos de suelo cobertura CN
- Tabla 3.21 Números de curva para casos de condición de humedad antecedente III
- Tabla 3.22 Características de la cuenca por tramos del río de Oro
- Tabla 3.23 Hidrograma sintético Snyder
- Tabla 3.24 Hidrograma unitario triangular del USBR
- Tabla 3.25 Hidrograma triangular de Temez
- Tabla 3.26 Hidrograma sintético del SCS
- Tabla 3.27 Caudales de diseño punto de entrada 1 y 2
- Tabla 3.28 Caudales de diseño punto de entrada 3 y 4
- Tabla 3.29 Caudales de diseño punto de entrada 5 y 6
- Tabla 3.30 Caudales de diseño punto de entrada 7 y 8
- Tabla 3.31 Caudales de diseño punto de entrada 9 y 10
- Tabla 3.32 Caudales de diseño punto de entrada 11
- Tabla 3.33 Caudales de diseño del Río de Oro

- Tabla 4.1 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan
- Tabla 4.2 Datos topográficos de estructuras existentes sobre el Río de Oro
- Tabla 5.1 Valores calculados de $S * Q^{0.44}$ para los tramos en estudio
- Tabla 5.2 Variaciones de velocidad por tramos en estudio
- Tabla 5.3 Caudales de diseño para períodos de retorno de 5 y 10 años
- Tabla 5.4 Condicionantes de aplicabilidad en el Río de Oro
- Tabla 5.5 Valores de a para los tramos en estudio
- Tabla 5.6 Valores obtenidos por las ecuaciones de Blench para los tramos en estudio
- Tabla 5.7 Condiciones existentes en el Río de Oro
- Tabla 5.8 Condiciones de trazado en el Río de Oro
- Tabla 6.1 Tabla 6.1. Litología Río de oro sector en estudio
- Tabla 6.2 Tramos homogéneos de pendiente del cauce para análisis de socavación regresiva
- Tabla 6.3 Tamaño promedio de partículas por tramos en Río de Oro
- Tabla 6.4 Análisis de socavación regresiva. Condición sin proyecto
- Tabla 6.5 Valores de K_o en función del ángulo de inclinación d
- Tabla 6.6 Valores de P_q en función del caudal interceptado
- Tabla 6.7 Valores de P_k en función del talud K

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 Cuenca Río de Oro
- Figura 2.2 Curva Hipsométrica Cuenca Río de Oro Alto
- Figura 2.3 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Grande
- Figura 2.4 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Soratoque
- Figura 2.5 Curva Hipsométrica Cuenca Río Lato
- Figura 2.6 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada El Palmar
- Figura 2.7 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Ruitoque
- Figura 2.8 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada San Antonio
- Figura 2.9 Curva Hipsométrica Cuenca Río Frío
- Figura 2.10 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada La Iglesia
- Figura 2.11 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Chimitá
- Figura 2.12 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Cuyamita
- Figura 2.13 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Nápoles
- Figura 2.14 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Nariño
- Figura 2.15 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada La Argelia
- Figura 2.16 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Las Navas
- Figura 2.17 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Chapinero
- Figura 2.18 Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada La Picha
- Figura 3.1 Caudales de diseño para diferentes períodos de retorno
- Figura 5.1 Curva de Caudales históricos clasificados
- Figura 5.2 Curva de Caudal vs. B/Y

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

- Foto 4.1 Río de Oro aguas abajo desde la batea de Vahondo. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.040
- Foto 4.2 Río de Oro sector entre cr. 29 calle 10-10B a Arenales Campestre. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.055
- Foto 4.3 Río de Oro sector puente peatonal el Gallineral. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038
- Foto 4.4 Río de Oro sector puente peatonal antigua batea y puente vehicular Lengerke. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.050
- Foto 4.5 Río de Oro sector Confluencia Río Frío a calle 31. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.063
- Foto 4.6 Río de Oro sector puente vehicular Rincón de Girón a Brisas del Río. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038
- Foto 4.7 Río de Oro aguas sector Puente vehicular Flandes. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.050
- Foto 4.8 Río de Oro sector Barrio Convivir y Barrio Carlos Pizarro. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.044
- Foto 4.9 Río de Oro sector Zona Industrial. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038
- Foto 4.10 Río de Oro sector Puente peatonal sector Almacafé. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.044
- Foto 4.11 Río de Oro sector Puente peatonal sector Baldosines el Sol. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.05
- Foto 4.12 Río de Oro sector Puente vehicular Antonio Nariño hacia Café Madrid. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038
- Foto 4.13 Río de Oro. Puente Vehicular Llano Grande (En construcción)
- Foto 4.14 Río de Oro. Puente Peatonal Arenales.
- Foto 4.15 Río de Oro. Puente Peatonal El Gallineral
- Foto 4.16 Río de Oro. Puente Peatonal Antigua Batea
- Foto 4.17 Río de Oro. Puente Vehicular Lengerke
- Foto 4.18 Río de Oro. Puente Vehicular Rincón de Girón
- Foto 4.19 Río de Oro. Puente Vehicular Flandes (En construcción)
- Foto 4.20 Río de Oro. Puente Peatonal Sector Almacafé
- Foto 4.21 Río de Oro. Vista desde Puente Peatonal Sector Baldosines el Sol
- Foto 4.22 Río de Oro. Puente Peatonal Sector Las Navas

- Foto 4.23 Río de Oro. Puente Peatonal Sector La Picha
- Foto 4.24 Río de Oro. Puente vehicular Antonio Nariño
- Foto 4.25 Río de Oro. Puente vehicular Café Madrid
- Foto 6.1 Tramo Vahondo- Río Frío
- Foto 6.2 Tramo Río Frío- Q La Iglesia
- Foto 6.3 Tramo Q La Iglesia – Q Chimitá
- Foto 6.4 Tramo Q Chimitá – Q Cuyamita
- Foto 6.5 Tramo Q Cuyamita- Q Nápoles
- Foto 6.6 Tramo Q Nápoles – Q Argelia
- Foto 6.7 Tramo Q La Argelia – Q Las Navas
- Foto 6.8 Tramo Q Chapinero- Q La Picha
- Foto 6.9 Tramo Q La Picha- Q Río Suratá
- Foto 6.10 Río Lebrija
- Foto 9.1 Río de Oro aguas abajo desde la batea de Vahondo
- Foto 9.2 Río de Oro aguas arriba desde puente peatonal de barrio Arenales IV
- Foto 9.3 Río de Oro aguas abajo desde puente peatonal barrio Arenales IV
- Foto 9.4 Río de Oro aguas arriba desde Cr 29 entre calles 10 y 10B
- Foto 9.5 Río de Oro aguas arriba desde Arenales Campestre entre calles 11B y 12
- Foto 9.6 Río de Oro aguas arriba desde barrio Santa Cruz calle 17A
- Foto 9.7 Río de Oro aguas abajo desde barrio Santa Cruz calle 17A
- Foto 9.8 Río de Oro aguas arriba desde carrera 29 sobre MD
- Foto 9.9 Río de Oro aguas abajo desde carrera 29 sobre MD
- Foto 9.10 Río de Oro aguas abajo. Puentes peatonales de El Gallineral y La Batea
- Foto 9.11 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal El Gallineral
- Foto 9.12 Río de Oro aguas abajo desde malecón. Puente vehicular Lengerke
- Foto 9.13 Río de Oro aguas arriba desde Puente vehicular Lengerke
- Foto 9.14 Río de Oro aguas abajo desde Puente vehicular Lengerke
- Foto 9.15 Río de Oro aguas arriba desde margen derecha. Confluencia con Río Frío
- Foto 9.16 Río de Oro aguas arriba desde margen derecha calle 31
- Foto 9.17 Río de Oro aguas arriba desde margen calle 33
- Foto 9.18 Río de Oro aguas abajo. Puente vehicular barrio El Poblado
- Foto 9.19 Río de Oro aguas arriba desde Puente vehicular barrio El Poblado
- Foto 9.20 Río de Oro aguas abajo desde Puente vehicular barrio El Poblado

Foto 9.21 Río de Oro aguas arriba desde barrio Brisas del Río

Foto 9.22 Río de Oro aguas abajo desde barrio Brisas del Río

Foto 9.23 Río de Oro desde margen izquierda. Confluencia Quebrada La Iglesia

Foto 9.24 Río de Oro aguas abajo. Puente vehicular Flandes en construcción

Foto 9.25 Río de Oro aguas abajo desde Puente vehicular Flandes

Foto 9.26 Río de Oro aguas arriba desde barrio Carrizal Campestre

Foto 9.27 Río de Oro aguas abajo desde barrio Carrizal Campestre

Foto 9.28 Río de Oro aguas arriba desde Saceites en zona Chimitá

Foto 9.29 Río de Oro aguas abajo desde Saceites en zona Chimitá

Foto 9.30 Río de Oro aguas arriba desde barrio Convivir

Foto 9.31 Río de Oro aguas abajo desde barrio Convivir

Foto 9.32 Quebrada Chimitá aguas abajo desde puente vehicular vía Palenque-Café
Madrid

Foto 9.33 Río de Oro aguas arriba desde barrio Carlos Pizarro

Foto 9.34 Río de Oro aguas abajo desde barrio Carlos Pizarro

Foto 9.35 Río de Oro aguas arriba sector final del barrio Carlos Pizarro

Foto 9.36 Río de Oro aguas arriba desde Centro Abastos

Foto 9.37 Río de Oro aguas abajo desde Centro Abastos

Foto 9.38 Río de Oro aguas arriba finalizando Centro Abastos

Foto 9.39 Río de Oro aguas abajo sector entre Centro Abastos y Parque Industrial

Foto 9.40 Río de Oro aguas arriba Parque Industrial. Sector Extrucol

Foto 9.41 Río de Oro aguas abajo Parque Industrial. Sector Extrucol

Foto 9.42 Río de Oro aguas arriba finalizando Parque Industrial

Foto 9.43 Río de Oro aguas abajo finalizando Parque Industrial

Foto 9.44 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector Almacafé

Foto 9.45 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector Almacafé

Foto 9.46 Quebrada Nápoles aguas abajo hacia confluencia Río de Oro

Foto 9.47 Río de Oro aguas arriba desde Confluencia Quebrada Nápoles

Foto 9.48 Río de Oro aguas abajo desde Confluencia Quebrada Nápoles

Foto 9.49 Río de Oro aguas arriba desde Batea en ruinas

Foto 9.50 Río de Oro aguas abajo desde Batea en ruinas

Foto 9.51 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector Baldosines el Sol.

Margen Izquierda

Foto 9.52 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector Baldosines el Sol.

Margen Izquierda

Foto 9.53 Río de Oro aguas abajo desde Industrias Falcon

Foto 9.54 Entrega de Quebrada La Argelia al Río de Oro

Foto 9.55 Río de Oro aguas abajo desde Confluencia Quebrada La Argelia

Foto 9.56 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector Q Las Navas

Foto 9.57 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector Q Las Navas

Foto 9.58 Río de Oro. Confluencia Quebrada La Navas Margen Derecho

Foto 9.59 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector La Picha

Foto 9.60 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector La Picha

Foto 9.61 Quebrada La Picha aguas arriba

Foto 9.62 Río de Oro aguas arriba desde Confluencia Quebrada La Picha

Foto 9.63 Río de Oro aguas abajo desde Confluencia Quebrada La Picha

Foto 9.64 Río de Oro aguas arriba desde Puente Vehicular Antonio Nariño

Foto 9.65 Río de Oro aguas abajo desde Puente Vehicular Antonio Nariño

Foto 9.66 Río de Oro aguas arriba desde Sector de Café Madrid

Foto 9.67 Río de Oro aguas abajo desde Sector de Café Madrid

Foto 9.68 Río de Oro aguas arriba desde Sector de Café Madrid Box Tapado

Foto 9.69 Río de Oro aguas arriba desde Barrio La Playa

Foto 9.70 Río de Oro aguas abajo desde Barrio La Playa

Foto 9.71 Río de Oro aguas arriba desde Puente Café Madrid

Foto 9.72 Río de Oro aguas abajo desde Puente Café Madrid. Confluencia Río Suratá

INTRODUCCIÓN

La Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta, contrató el estudio de actualización de amenaza por inundación del Río de Oro sector Vahondo hasta la confluencia con el Río Suratá con nuestra Empresa, CICICO LTDA, por medio del Contrato No. 6966-04, del año 2010.

El alcance general del estudio y diseño, consiste en conocer con precisión los niveles de inundación y establecer una zonificación de amenaza por inundación para el cauce del Río de Oro en el sector comprendido entre Vahondo del municipio de Girón y la confluencia con el río Suratá, municipio de Bucaramanga, y de dar las recomendaciones pertinentes sobre las obras de protección, evacuación, reubicación de las familias que sean necesarias para garantizar su integridad.

El proyecto complementará el estudio de amenaza por inundación de la cuenca media del Río de Oro realizado por nuestra empresa mediante contrato No.5573-04 en el año 2008 y los insumos y conclusiones que de él se desprenden serán reutilizados en el presente estudio. El proyecto está complementado entre otros, con estudios hidrológicos, hidráulicos, topográficos, geotécnicos, con el fin de lograr un proyecto integral, que involucre todos los elementos necesarios para servir de soporte a estudios puntuales que en el futuro se puedan derivar por parte de terceros.

Dentro de los estudios y diseños interviene un grupo de especialistas con los cuales se logra obtener los resultados finales del proyecto, por medio del manejo coordinado e integral de la información aportada por cada uno de ellos.

La información que se genera de los estudios complementarios, tales como cálculos topográficos, geológicos, hidrológicos e hidráulicos se presentan como informes anexos.

El Volumen 1, Informe Principal, es elaborado por el Director del Proyecto, Ingeniero Civil, Luis Fernando Hoyos Carrillo quien a su vez es el especialista encargado de la parte Hidráulica y conformación general del proyecto. Contiene básicamente una descripción general de los estudios y la metodología de su desarrollo.

El estudio se presenta en los siguientes volúmenes en original y copia:

INFORME PRINCIPAL

Anexo 1. TOPOGRAFÍA

Volumen 1. Poligonal, Secciones transversales y Planos

Anexo 2. HIDROLOGÍA

- Volumen 1. Tratamiento probabilístico de la información hidrológica y planos
- Volumen 2. Cálculo de caudales de diseño. Puntos de entrada 1, 2, 3, 4 y 5
- Volumen 3. Cálculo de caudales de diseño. Puntos de entrada 6, 7, 8, 9, 10 y 11

Anexo 3. GEOLOGÍA

- Volumen 1. Informe y Planos

Anexo 4. HIDRÁULICA

- Volumen 1. Secciones Hec RAS de Niveles de inundación para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Condición sin proyecto
- Volumen 2. Planos de Niveles de inundación para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Condición sin proyecto
- Volumen 3. Secciones Hec RAS de Niveles de inundación para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Condición con proyecto
- Volumen 4. Planos de Niveles de inundación para los períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años. Condición con proyecto
- Volumen 5. Planos de Zonas de aislamiento mínimo.

Anexo 5. SOCAVACIÓN

- Volumen 1. Cálculos y Planos

1. INVESTIGACION DE CAMPO

El día 11 de Marzo de 2010 se realizó el primer recorrido de campo en la cual participaron el director del proyecto, un auxiliar de ingeniería, el geólogo y el topógrafo.

La investigación abarcó el recorrido del Río de Oro entre la batea localizada en Vahondo en las cercanías de Girón hasta la confluencia con la quebrada Chimitá. Durante la visita se recopiló archivo fotográfico de los sitios de interés.

El recorrido en la zona urbana de Girón, desde Vahondo hasta el barrio El Carrizal, se realizó por medio de las vías paralelas al Río de Oro y por las vías que tenían acceso a este. El tramo entre el Barrio El carrizal y la confluencia con la quebrada Chimitá se realizó mediante vías de la zona industrial de Chimitá que permiten el acceso al Río. Finalmente en la zona rural se empleo el cauce para transitar por el.

En la primera visita se realizó un estudio fotográfico del cauce del Rio de Oro en el tramo recorrido, de las obras de protección y estructuras de vertimiento existentes, de las confluencias con otros ríos y quebradas, de los puentes vehiculares y peatonales que existen sobre él y de las zonas urbanas aledañas.

Para el levantamiento Altimétrico y Planimétrico del sector a estudiar, el día 16 de Marzo de 2010 se iniciaron las acciones de campo en topografía. El levantamiento se realiza con base en secciones transversales cada 25 metros en el sector urbano de Piedecuesta comprendido entre Vahondo, inicio del Proyecto, hasta el puente sobre el Río de Oro que conduce a la vereda Pajonalito, municipio de Piedecuesta y en el sector de la Ciudadela Nueva Girón, Municipio de Girón, y cada 50 metros en el sector rural restante.

Para efecto de georeferenciación se utilizaron los puntos materializados por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi relacionados así:

Nombre del Punto: GPS – D- ST - 017
Localización: Aeropuerto Palonegro
Municipio: Lebrija

Nombre del Punto: GPS – ST - 002
Localización: Urbanización San Jorge
Municipio: Girón

En el **Anexo 1 TOPOGRAFIA**, se muestra todo el material topográfico realizado hasta la fecha.

2. INFORMACION SECUNDARIA

2.1 DEFINICIÓN DE LA CUENCA

Con base en la cartografía disponible se determinó la cuenca del Río de Oro fijándose esta por sectores así:

Tabla 2.1 Subcuencas Río de Oro

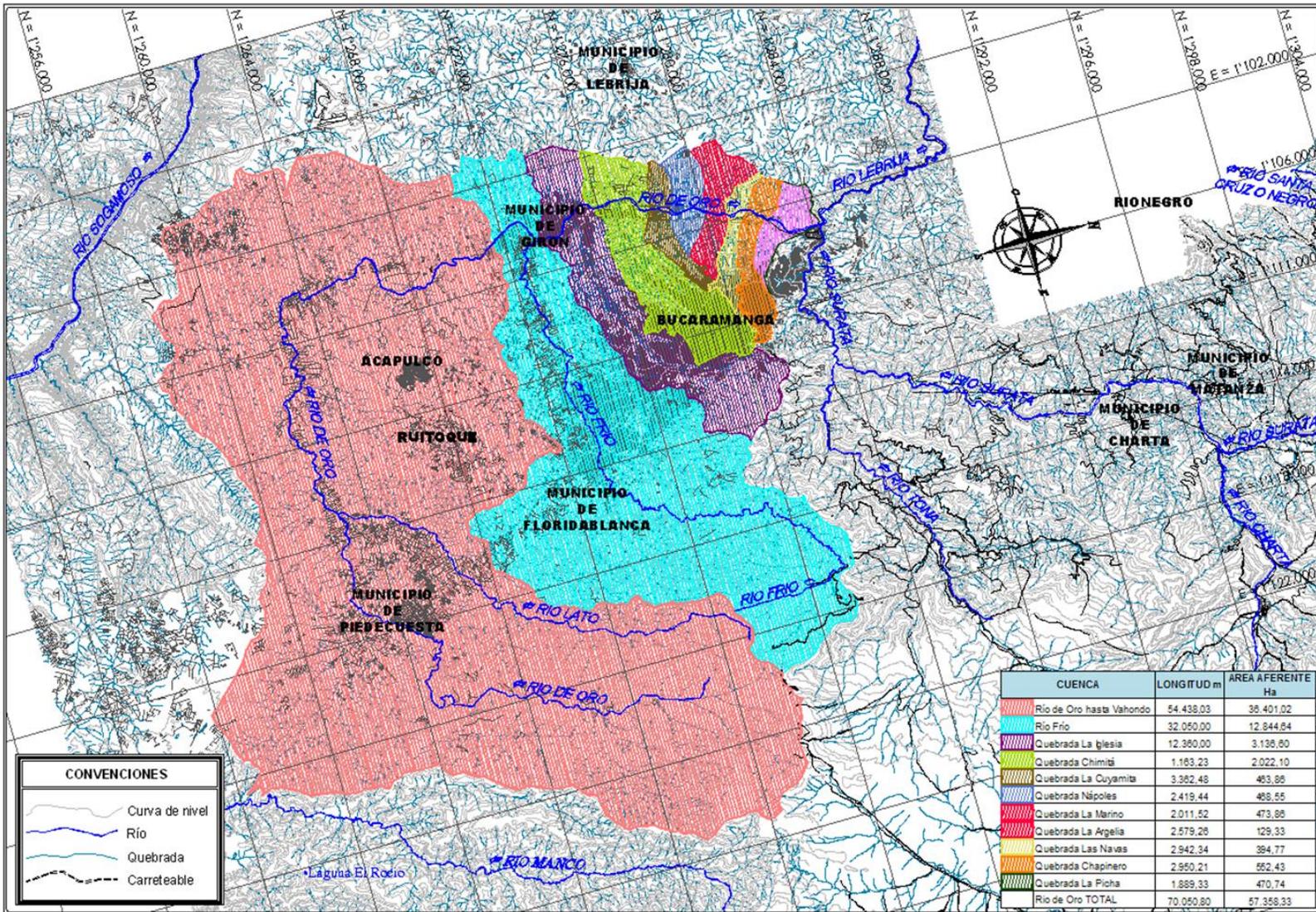
CUENCA	LONGITUD m	AREA AFERENTE Ha
Río de Oro hasta Vahondo*	54273	36.085
Río de Oro hasta Café Madrid**	68069	57.357
Río Frío	31.750	12.844
Quebrada La Iglesia	7.610	3.135
Quebrada Chimitá	6309	2.022
Quebrada La Cuyamita	3318	464
Quebrada Nápoles	2.398	469
Quebradas Nariño y Argelia	2.547	603
Quebrada Las Navas	2.911	395
Quebrada Chapinero	2.910	552
Quebrada La Picha	1.851	471

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA .2008

** Cálculos consultor

Igualmente de acuerdo con la cartografía disponible el Río de Oro nace en el páramo de Berlín a 3.400 msnm y culmina en la confluencia con el Río Suratá, Municipio de Bucaramanga, a 600 msnm. Aguas abajo de la confluencia con el Río Suratá, el Río de Oro toma el nombre de Lebrija hasta su entrega final al Río Magdalena.

Se anexa **figura 2.1**, en escala 1:200.000 explicativa.



CONVENCIONES

- Curva de nivel
- Río
- Quebrada
- Carretable

CUENCA	LONGITUD m	AREA AFERENTE Ha
Rio de Oro hasta Vahondo	54.438,03	38.401,02
Rio Frio	32.050,00	12.844,84
Quebrada La Iglesia	12.380,00	3.136,60
Quebrada Chimití	1.183,23	2.022,10
Quebrada La Cuyamita	3.382,48	463,88
Quebrada Nípoles	2.419,44	488,55
Quebrada La Marino	2.011,52	473,88
Quebrada La Argelia	2.579,28	129,33
Quebrada Las Navas	2.942,34	384,77
Quebrada Chapinero	2.950,21	552,43
Quebrada La Ficha	1.889,33	470,74
Rio de Oro TOTAL	70.050,80	57.358,33



DISEÑO Y CALCULO
CICICO LTDA
 Corporación de Ingeniería
 Civil y Construcción
 L. F. H.

ESTUDIO DE ACTUALIZACION DE AMENAZA POR INUNDACIÓN DE EL RIO DE ORO SECTOR VAHONDO HASTA LA CONFLUENCIA CON EL RIO SURATA

AREAS GENERALES

FIGURA 2.1
 Esc 1 : 50.000

2.2 HIDROLOGÍA

2.2.1 Estaciones en el área de estudio

En el área de estudio se encuentran estaciones Pluviográficas, Pluviométricas y Limnimétricas operadas algunas por el IDEAM y otras por la CDMB. De estas se cuenta con la información de 5 estaciones Pluviográficas, de 2 estaciones Pluviométricas, de 2 estaciones Limnimétricas y 1 estación Limnigráfica.

Una descripción de las estaciones disponibles en el área de estudio es como sigue:

Estaciones operadas por el IDEAM

- Estaciones pluviográficas

Nombre: Piedecuesta La Granja 2319070
Latitud: 07 00 N
Longitud: 75 05 W
Elevación: 1000 msnm
Fecha de instalación 1970

Nombre: Llano Grande 2319511
Latitud: 07 01 N
Longitud: 73 10 W
Elevación: 777 msnm
Fecha de instalación 1971

Nombre: La Floresta 2319059
Latitud: 07 05 N
Longitud: 73 08 W
Elevación: 925 msnm
Fecha de instalación 1978

Nombre: Vivero Suratá 2319509
Latitud: 07 05 N
Longitud: 73 08 W
Elevación: 925 msnm
Fecha de instalación 1978

Nombre: Aeropuerto Palonegro 2319513
Latitud: 07 07 N
Longitud: 73 11 W
Elevación: 1189 msnm
Fecha de instalación 1974

- Estaciones pluviométricas

Nombre: El Picacho 2319030
Latitud: 07 21 N
Longitud: 73 00 W
Elevación: 1725 msnm
Fecha de instalación 1968

Nombre: Palogordo 2319028
Latitud: 06 58 N
Longitud: 73 07 W
Elevación: 950 msnm
Fecha de instalación 1967

- Estaciones limnimétricas

Nombre: El Conquistador 2319743
Latitud: 06 59 N
Longitud: 73 02 W
Elevación: 1000 msnm
Fecha de instalación 1978

Nombre: Vahondo 2319730
Latitud: 07 03 N
Longitud: 73 10 W
Elevación: 690 msnm
Fecha de instalación 1969

- Estaciones limnigráficas

Nombre: Café Madrid 2319729
Latitud: 07 10 N
Longitud: 73 09 W
Elevación: 600 msnm
Fecha de instalación 1968

De estas estaciones se seleccionó por su disponibilidad de datos y nivel de importancia de acuerdo con su posición relativa en piedemonte o valle, las estaciones de Llano Grande, La Granja, La Floresta y Aeropuerto Palonegro.

Se descartan para efecto de procesamiento de información las estaciones limnimétricas de El Conquistador y Vahondo localizadas en la zona, puesto que su lectura cada 12 horas no permite detectar el paso de los aguaceros pico.

Las estaciones de Vahondo y Café Madrid fueron destruidas por los sucesos de Febrero de 2005 por lo cual la información de este evento no se halla disponible.

Las precipitaciones máximas seleccionadas se muestran para las estaciones Llano Grande, La Granja, La Floresta y Aeropuerto Palonegro en las **tablas 2.2 a 2.5**.

Los pluviogramas de los aguaceros más representativos en términos de precipitación de las estaciones La Granja con 38 años de registro, Llano Grande con 37 años de registro, La Floresta con 33 años de registro y Aeropuerto Palonegro con 37 años de registro fueron solicitados en Bogotá en las oficinas del IDEAM. La selección de los pluviogramas se realizó a partir de los datos de precipitaciones máximas en 24 horas.

Tabla 2.2 Precipitaciones máximas en Estación Llano Grande

Estación Llano Grande		2319511
Año	Mes	Intensidad
1981	Octubre	55.6
1982	Julio	57.0
1983	Marzo	40.0
1984	Mayo	43.0
1985	Marzo	47.5
1986	Agosto	38.2
1987	Marzo	92.4
1988	Febrero	38.5
1989	Octubre	53.0
1990	Noviembre	62.7
1991	Agosto	47.7
1992	Noviembre	85.3
1993	Abril	44.4
1994	Enero	53.3
1995	Julio	68.8
1996	Septiembre	42.1
1997	Abril	62.5
1998	Enero	100.6
1999	Septiembre	37.7
2000	Mayo	84.0
2001	Noviembre	44.5
2002	Marzo	71.2
2003	Marzo	95.3
2004	Febrero	100.0
2005	Febrero	182.0
2006	Febrero	66.8

Fuente: IDEAM

Tabla 2.3 Precipitaciones máximas en Estación La Granja

Estación La Granja		2319070
Año	Mes	Intensidad
1975	Diciembre	103.5
1976	Agosto	96.2
1977	Febrero	77.0
1978	Abril	60.0
1979	Noviembre	80.5
1980	Mayo	100.1
1981	Octubre	57.7
1982	Agosto	73.5
1983	Mayo	59.0
1984	Mayo	64.5
1985	Marzo	52.5
1986	Abril	113.0
1987	Abril	79.3
1988	Enero	74.5
1989	Diciembre	64.5
1990	Noviembre	103.0
1991	Enero	111.2
1992	Noviembre	91.9
1993	Abril	60.1
1994	Mayo	79.2
1995	Diciembre	56.6
1996	Marzo	82.7
1997	Marzo	94.7
1998	Enero	133.5
1999	Septiembre	78.3
2000	Junio	65.0
2001	Octubre	90.6
2002	Mayo	47.9
2003	Abril	93.3
2004	Febrero	60.9
2005	Febrero	93.3
2006	Marzo	41.5

Fuente: IDEAM

Tabla 2.4 Precipitaciones máximas en la Estación La Floresta

Estación La Floresta		2319059
Año	Mes	Intensidad
1979	Enero	97.0
1980	Marzo	76.0
1981	Febrero	67.0
1982	Agosto	88.6
1983	Marzo	89.6
1984	Enero	39.0
1985	Septiembre	40.8
1986	Mayo	88.0
1987	Marzo	85.0
1988	Noviembre	87.0
1989	Mayo	80.0
1990	Diciembre	74.0
1991	Noviembre	77.0
1992	Noviembre	80.0
1993	Abril	61.0
1994	Marzo	54.0
1995	Febrero	81.0
1996	Octubre	81.4
1997	Enero	61.0
1998	Febrero	80.2
1999	Mayo	79.3
2000	Julio	104.0
2001	Noviembre	74.4
2002	Junio	92.8
2003	Enero	43.7
2004	Diciembre	63.2
2005	Febrero	119.3
2006	Junio	58.9
2007	Marzo	84.4
2008	Febrero	64.3

Fuente: IDEAM

Tabla 2.5 Precipitaciones máximas en Estación Aeropuerto Palonegro

Estación Apto Palonegro		2319513
Año	Mes	Intensidad
1974	Octubre	61.9
1975	Octubre	64.7
1976	Octubre	62.9
1977	Marzo	62.3
1978	Abril	84.8
1979	Noviembre	85.7
1980	Marzo	53.5
1981	Octubre	77.3
1982	Abril	73.1
1983	Septiembre	85.9
1984	Mayo	43.9
1985	Enero	98.8
1986	Marzo	60.1
1987	Abril	86.2
1988	Abril	66.0
1989	Marzo	74.7
1990	Marzo	94.6
1991	Octubre	56.0
1992	Noviembre	78.0
1993	Abril	62.4
1994	Noviembre	79.9
1995	Febrero	62.0
1996	Marzo	81.4
1997	Julio	60.1
1998	Febrero	152.0
1999	Septiembre	44.6
2000	Febrero	93.0
2001	Noviembre	62.2
2002	Noviembre	56.1
2003	Marzo	88.6
2004	Diciembre	74.4
2005	Febrero	73.9
2006	Octubre	106.7
2007	Mayo	62.9
2008	Marzo	117.2
2009	Marzo	79.6

Fuente: IDEAM

Estaciones operadas por la CDMB

- Estaciones pluviográficas

Nombre: Campestre
 Coordenadas: E 1.106.398,82 m
 N 1.273.071,53 m
 Elevación: 940 msnm

Nombre: El Rasgón
 Latitud: E 1.120.296,24
 Longitud: N 1.270.516,82
 Elevación: 2.140 msnm

Las precipitaciones máximas seleccionadas se muestran para la estación Campestre en la **tabla 2.6** y para El Rasgón en la **tabla 2.7**.

Tabla 2.6 Precipitaciones máximas en la Estación Club Campestre

Estación Club Campestre		
Año	Mes	Intensidad
1983	Mayo	57.5
1985	Septiembre	41.9
1987	Febrero	76.0
1988	Abril	57.0
1989	Diciembre	67.0
1990	Julio	55.7
1991	Noviembre	70.0
1992	Agosto	57.5
1993	Mayo	57.5
1994	Febrero	40.0
1995	Marzo	83.0
1996	Marzo	43.0
1998	Abril	77.0
2000	Mayo	89.5
2003	Noviembre	69.0
2004	Noviembre	58.0
2005	Febrero	130.0

Fuente:CDMB

Tabla 2.7 Precipitaciones máximas en la Estación El Rasgón

Estación El Rasgón		
Año	Mes	Intensidad
1990	Octubre	24.8
1991	Octubre	30.4
1992	Agosto	26.4
1993	Mayo	34.6
1994	Enero	33.2
1995	Mayo	39.6
1998	Mayo	79.1
1999	Marzo	87
2000	Julio	34.9
2001	Septiembre	42.8
2002	Octubre	48.8
2003	Febrero	40.4
2004	Enero	48.7

Fuente:CDMB

A las estaciones seleccionadas se les procesó la información de precipitaciones máximas en 24 horas las cuales sirvieron para la escogencia de algunos de los aguaceros históricos más representativos.

La información hidrológica disponible de precipitación máxima en 24 horas y pluviogramas de cada una de las estaciones mencionadas se muestra en el **Anexo 2 HIDROLOGÍA**.

2.2.2 Caracterización Física

Topográficamente una cuenca hidrográfica esta delimitada por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales. La medición y análisis morfométrico permiten determinar características de tamaño y forma que dependen de las condiciones geológicas del terreno.

Otros parámetros como el patrón y densidad de las corrientes que drenan el área no sólo dependen de su estructura geológica, sino también del relieve de la superficie terrestre, el clima, la cobertura vegetal y el uso y tipo de suelo.

Con base en este concepto se presenta a continuación el análisis cuantitativo de los parámetros relativos a la forma y relieve de la cuenca y su conexión con la red fluvial.

2.2.2.1 Parámetros Generales

□ Área de la Cuenca [A]

Se denomina cuenca hidrográfica a la zona de terreno en la que el agua, los sedimentos y los materiales disueltos drenan hacia un punto común. Morfométricamente su superficie corresponde a la proyección en un plano horizontal del área de la cuenca delimitada por su divisoria topográfica, sus unidades son km².

En la **Tabla 2.8** se resumen los resultados de las áreas calculadas para las cuencas en consideración y su concerniente porcentaje con respecto al área total.

TABLA 2.8. Calculo de Áreas

CUENCA	A (km²)	A (%)
1. Cuenca media Río de Oro*		
Río de Oro Alto	77.58	13.39
Quebrada Grande	54.74	9.50
Quebrada Soratoque	14.37	2.44
Río Lato	51.05	9.11
Quebrada El Palmar	43.39	7.60
Quebrada Ruitoque	107.26	18.73
Quebrada San Antonio	15.62	2.70
2. Cuenca baja Río de Oro**		
Río Frio	128.45	22.39
Quebrada La Iglesia	31.35	5.47
Quebrada Chimitá	20.22	3.53
Quebrada Cuyamita	4.64	0.81
Quebrada Nápoles	4.69	0.82
Quebrada Nariño	4.74	0.83
Quebrada Argelia o Cantera	1.29	0.22
Quebrada Las Navas	3.95	0.69
Quebrada Chapinero	5.52	0.96
Quebrada La Picha	4.71	0.82

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro.
CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

□ **Perímetro de la Cuenca [P]**

Es la medida del contorno de la proyección horizontal del área de la cuenca. Se expresa en Km.

TABLA 2.9. Perímetro de las Cuencas

CUENCA	P (km)
1. Cuenca media Río de Oro*	
Rio de Oro Alto	46.89
Quebrada Grande	32.80
Quebrada Soratoque	21.97
Rio Lato	48.21
Quebrada El Palmar	32.15
Quebrada Ruitoque	66.44
Quebrada San Antonio	17.69
2. Cuenca baja Río de Oro**	
Rio Frio	74.33
Quebrada La Iglesia	41.34
Quebrada Chimitá	37.00
Quebrada Cuyamita	16.07
Quebrada Napoles	13.78
Quebrada Nariño	13.94
Quebrada Argelia o Cantera	8.09
Quebrada Las Navas	19.59
Quebrada Chapinero	18.90
Quebrada La Picha	16.83

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

□ **Longitud del Cauce principal [L]**

La distancia medida sobre un plano horizontal entre el punto más alejado de una cuenca y la desembocadura de su cauce principal se denomina longitud axial, sus unidades son km. En la **Tabla 2.10** se consignan los resultados obtenidos para las cuencas en estudio.

TABLA 2.10. Longitud del Cauze principal

CUENCA	L (km)
1. Cuenca media Río de Oro*	
Río de Oro Alto	23.80
Quebrada Grande	11.45
Quebrada Soratoque	8.35
Río Lato	21.14
Quebrada El Palmar	9.62
Quebrada Ruitoque	11.57
Quebrada San Antonio	3.09
2. Cuenca baja Río de Oro**	
Río Frio	32.05
Quebrada La Iglesia	12.36
Quebrada Chimitá	1.16
Quebrada Cuyamita	3.36
Quebrada Napoles	2.42
Quebrada Nariño	2.01
Quebrada Argelia o Cantera	2.58
Quebrada Las Navas	2.94
Quebrada Chapinero	2.95
Quebrada La Picha	1.89

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

2.2.2.2 Parámetros de Forma

La forma de la cuenca permite comprender la hidrología de la misma y calcular los riesgos de inundación. Esto se debe a que, dada una determinada cantidad de lluvia, cuanto menos alargada sea la cuenca, mayor será la escorrentía máxima y antes alcanzarán las aguas la salida o desembocadura.

□ Coeficiente de Gravelius [Cs]

Relaciona el perímetro de la cuenca con el perímetro de otra teórica circular de la misma superficie. El coeficiente de Gravelius se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Donde:

Cs : Coeficiente de Gravelius
P : Perímetro de la Cuenca en km
A : Área de la cuenca en km²

Los valores obtenidos se analizan teniendo en cuenta la **tabla 2.11**

TABLA 2.11. Coeficiente de Gravelius Cs

Cs	Forma
1.00 - 1.25	Redonda
1.25 - 1.50	Ovalada
1.50 - 1.75	Oblonga

Fuente: Restauración Hidrológico y Forestal de Cuencas y Control de la Erosión. Pag.44.

Cuanto mas irregular sea la hoya mayor es su coeficiente de Gravelius Cs. Las cuencas redondas poseen un coeficiente de compacidad igual a uno, que indica una mayor tendencia a las crecientes.

En la **Tabla 2.11** se resumen los datos calculados para las cuencas en consideración y su respectiva clasificación según la forma de la misma:

TABLA 2.12. Forma de la Cuenca de Acuerdo al Cs.

CUENCA	Cs	Forma
1. Cuenca media Río de Oro*		
Río de Oro Alto	1.50	Oblonga
Quebrada Grande	1.25	Ovalada
Quebrada Soratoque	1.64	Oblonga
Río Lato	1.90	Irregular
Quebrada El Palmar	1.38	Ovalada
Quebrada Ruitoque	1.81	Irregular
Quebrada San Antonio	1.26	Ovalada
2. Cuenca baja Río de Oro**		
Río Frio	1.85	Irregular
Quebrada La Iglesia	2.08	Irregular
Quebrada Chimitá	2.32	Irregular
Quebrada Cuyamita	2.10	Irregular
Quebrada Napoles	1.80	Irregular
Quebrada Nariño	1.81	Irregular
Quebrada Argelia o Cantera	2.01	Irregular
Quebrada Las Navas	2.78	Irregular
Quebrada Chapinero	2.27	Irregular
Quebrada La Picha	2.19	Irregular

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

□ Rectángulo Equivalente

Índice obtenido al calcular las dimensiones de un rectángulo que posee la misma área, e igual coeficiente de compacidad y repartición hipsométrica de la cuenca en estudio. Dicho rectángulo, bajo idénticas condiciones climatológicas de cobertura vegetal, y uso del suelo entre curvas de nivel, presenta el mismo escurrimiento de la cuenca en consideración.

$$l = \frac{C_s \sqrt{A}}{1.12} * \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{C_s} \right)^2} \right)$$

$$L = \frac{C_s \sqrt{A}}{1.12} * \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{C_s} \right)^2} \right)$$

Donde:

Cs : Coeficiente de Gravelius
A : Área de la cuenca en km²

Los valores obtenidos para las cuencas se presentan a continuación:

TABLA 2.13. Rectángulo Equivalente

CUENCA	l km	L km	AREA km ²
1. Cuenca media Río de Oro*			
Río de Oro Alto	3.94	19.68	77.58
Quebrada Grande	4.59	11.94	54.74
Quebrada Soratoque	1.50	9.57	14.37
Río Lato	2.32	21.96	51.05
Quebrada El Palmar	3.39	12.81	43.39
Quebrada Ruitoque	3.59	29.88	107.26
Quebrada San Antonio	2.40	6.51	15.62
2. Cuenca baja Río de Oro**			
Río Frio	3.82	33.62	128.45
Quebrada La Iglesia	1.63	19.19	31.37
Quebrada Chimitá	1.16	17.48	20.22
Quebrada Cuyamita	0.62	7.47	4.64
Quebrada Nápoles	0.76	6.18	4.69
Quebrada Nariño	0.76	6.27	4.74
Quebrada Argelia o Cantera	0.35	3.73	1.29
Quebrada Las Navas	0.42	9.45	3.95
Quebrada Chapinero	0.62	8.90	5.52
Quebrada La Picha	0.60	7.88	4.71

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

2.2.2.3 Parámetros de Relieve

La proporción de conversión de energía potencial en energía cinética de las aguas que recorren la cuenca depende del coeficiente de relieve, que se define como la diferencia de altura entre el punto mas bajo y mas alto de la cuenca, dividida por la longitud máxima de la misma. La escorrentía suele ser más rápida en cuencas con alta pendiente, lo que provoca caudales más elevados y mayor poder erosivo.

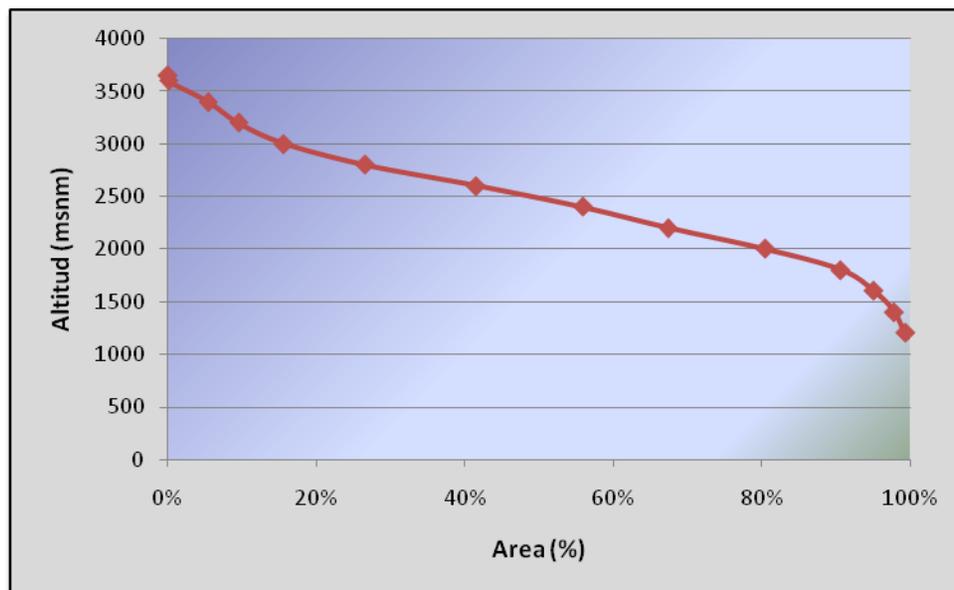
A continuación se calculan los índices mas utilizados para representar cuantitativamente el relieve de la cuenca.

□ Curva Hipsométrica

Es frecuente definir el relieve por la curva hipsométrica de la cuenca, que representa gráficamente cotas del terreno en función de las superficies correspondientes. Para realizarlo se lleva, a escalas convenientes, la latitud dada en las ordenadas y la superficie de la cuenca, para la cual cada punto tiene de cota al menos igual a esa altitud, en proyección horizontal en las abscisas. Esta última se obtiene planimetrando la superficie correspondiente al área definida en la cuenca entre la curva de nivel cuya cota se ha definido en las ordenadas y los límites de la cuenca por encima de la citada cota.

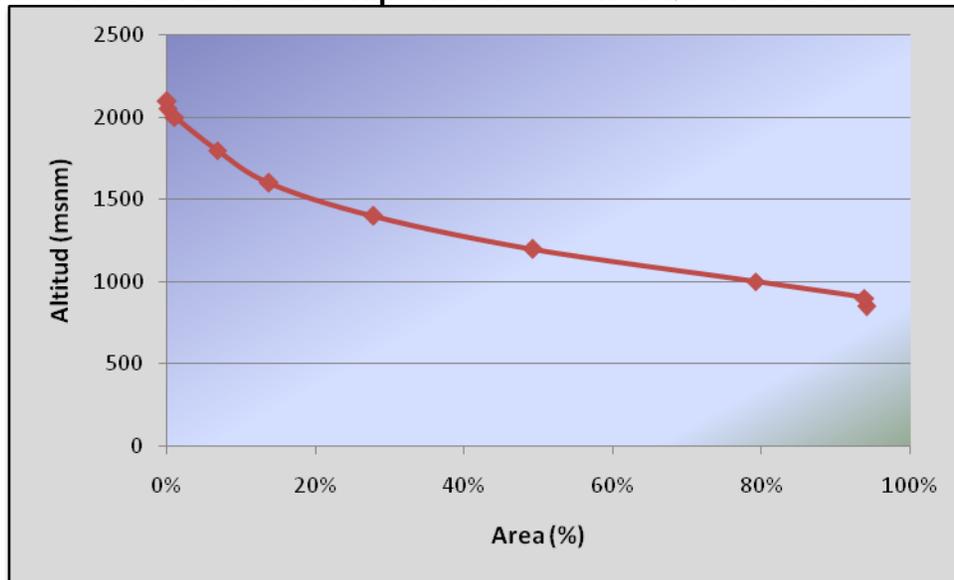
La curva hipsométrica permite caracterizar el relieve. Una pendiente fuerte en el origen hacia cotas inferiores indica llanuras o penillanuras; si la pendiente es muy fuerte hay peligro de inundación. Una pendiente muy débil en esa parte revela un valle encajonado. Una pendiente fuerte hacia la parte media indica una meseta.

FIGURA 2.2. Curva Hipsométrica Cuenca Río de Oro Alto



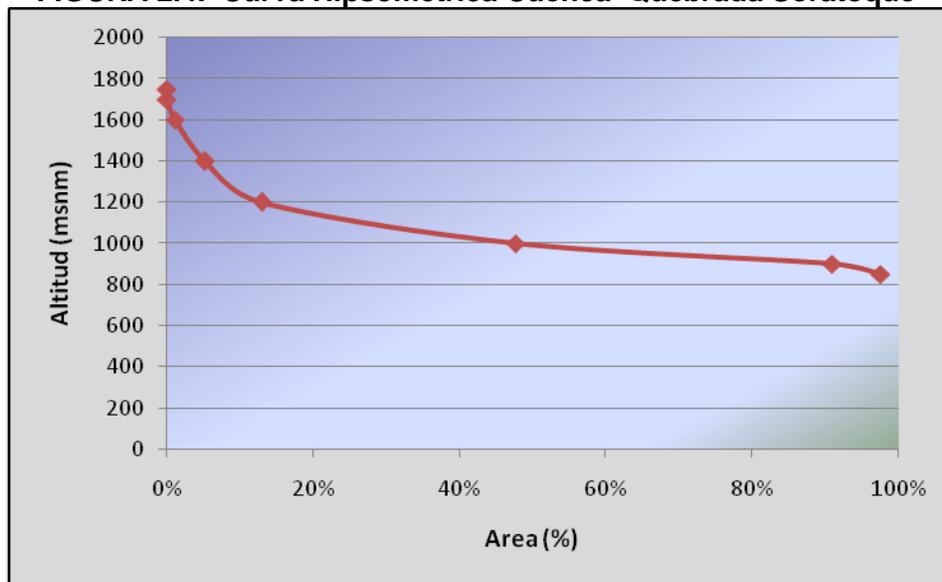
Fuente: Consultor

FIGURA 2.3. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Grande



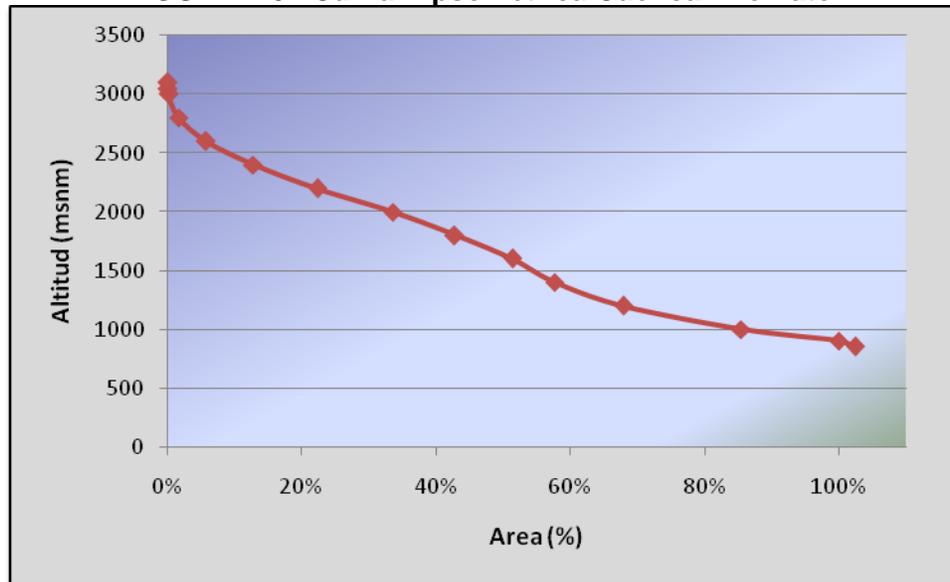
Fuente: Consultor

FIGURA 2.4. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Soratoque



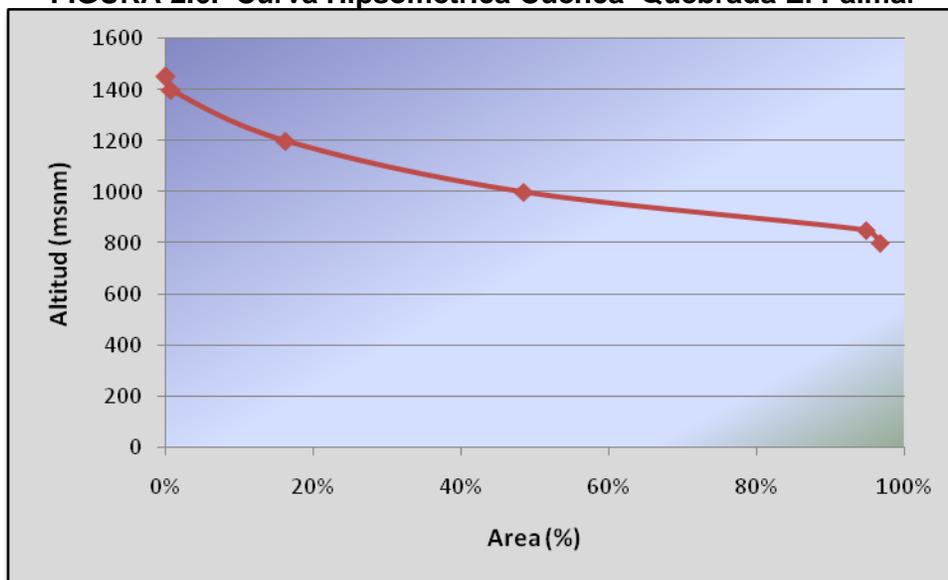
Fuente: Consultor

FIGURA 2.5. Curva Hipsométrica Cuenca Río Lato



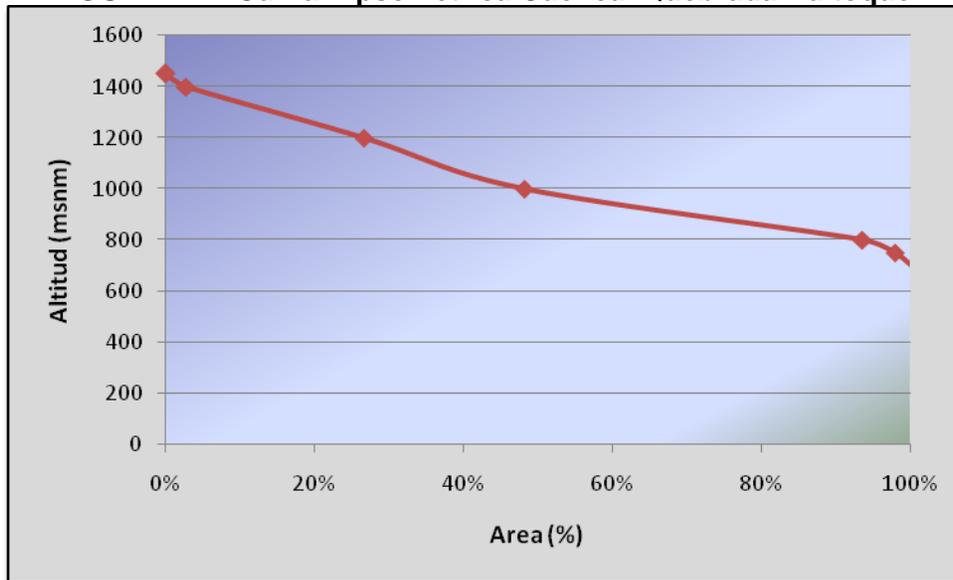
Fuente: Consultor

FIGURA 2.6. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada El Palmar



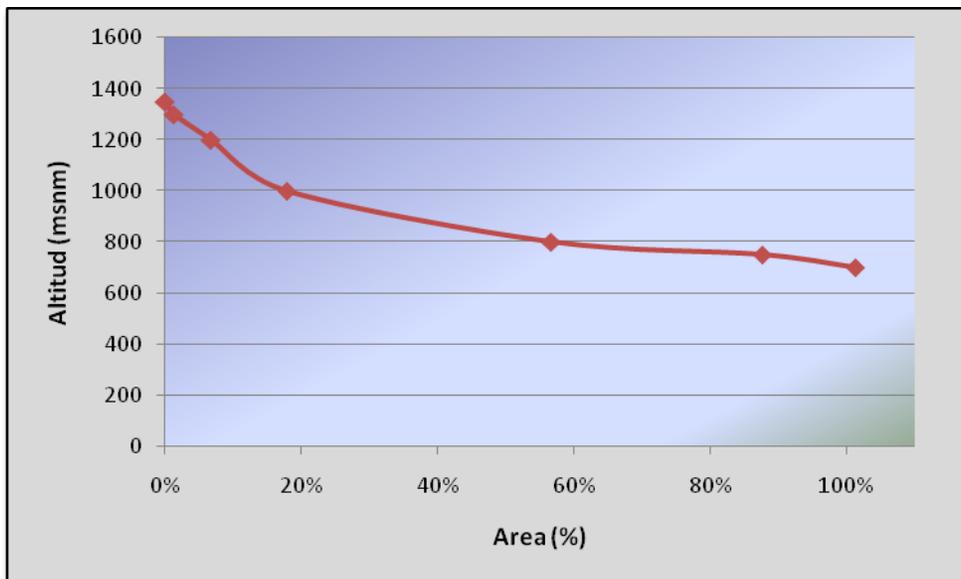
Fuente: Consultor

FIGURA 2.7. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Ruitoque



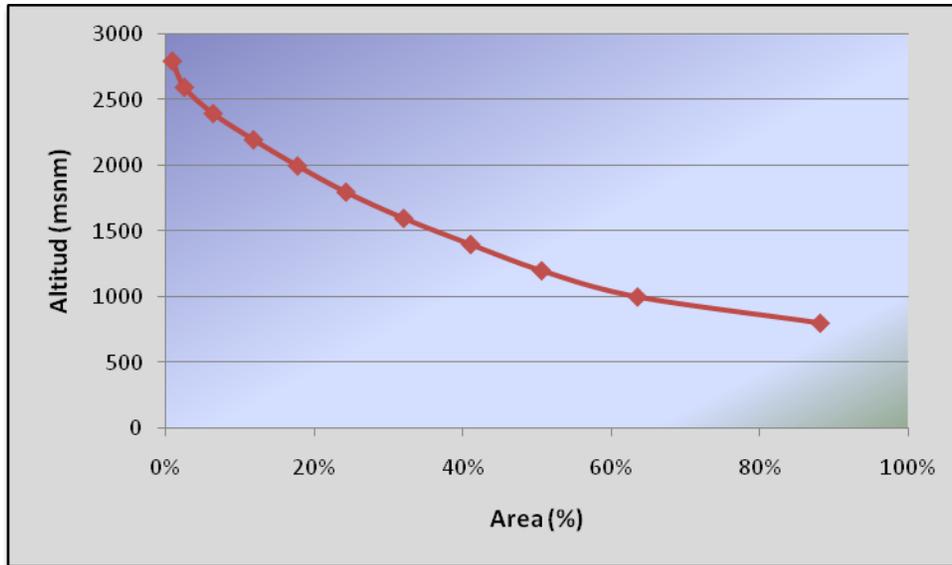
Fuente: Consultor

FIGURA 2.8. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada San Antonio



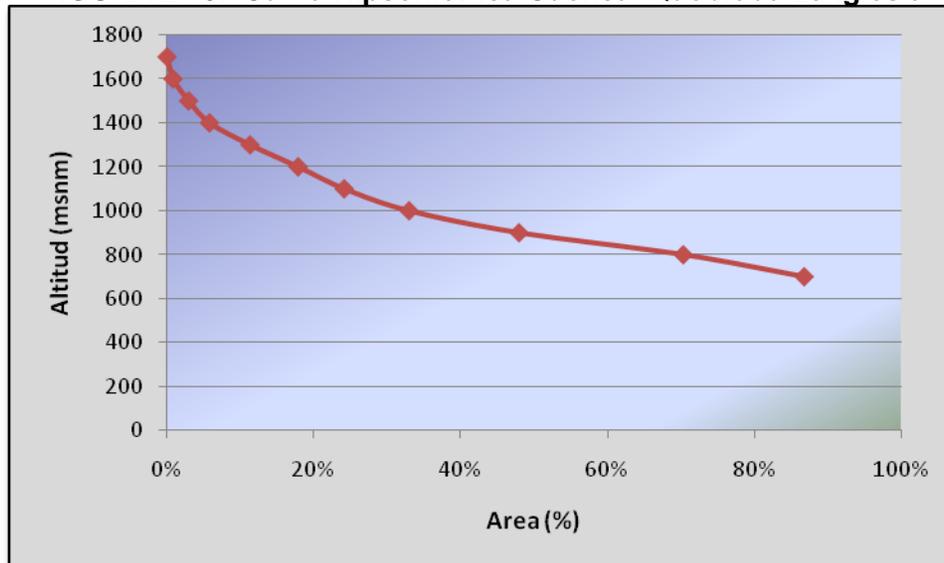
Fuente: Consultor

FIGURA 2.9. Curva Hipsométrica Cuenca Río Frío



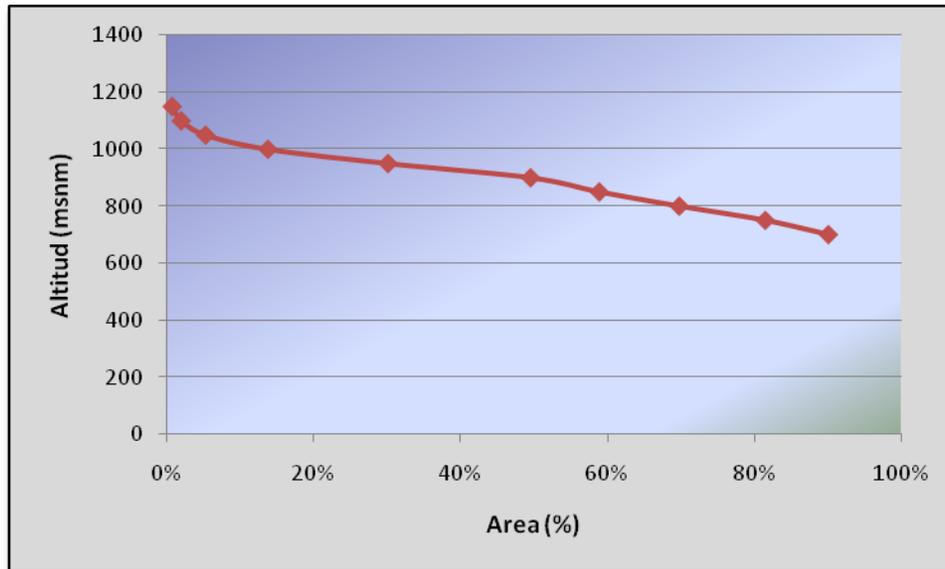
Fuente: Consultor

FIGURA 2.10. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada La Iglesia



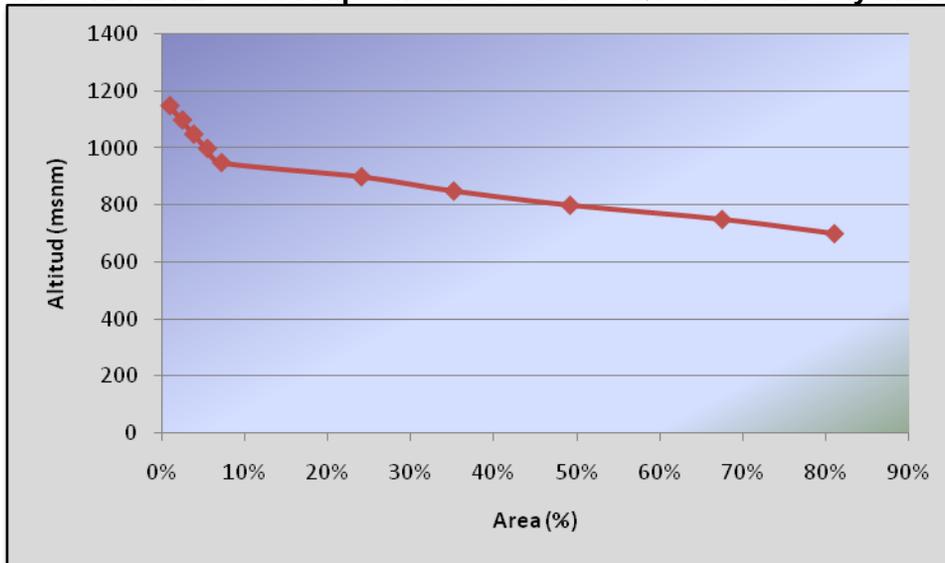
Fuente: Consultor

FIGURA 2.11. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Chimitá



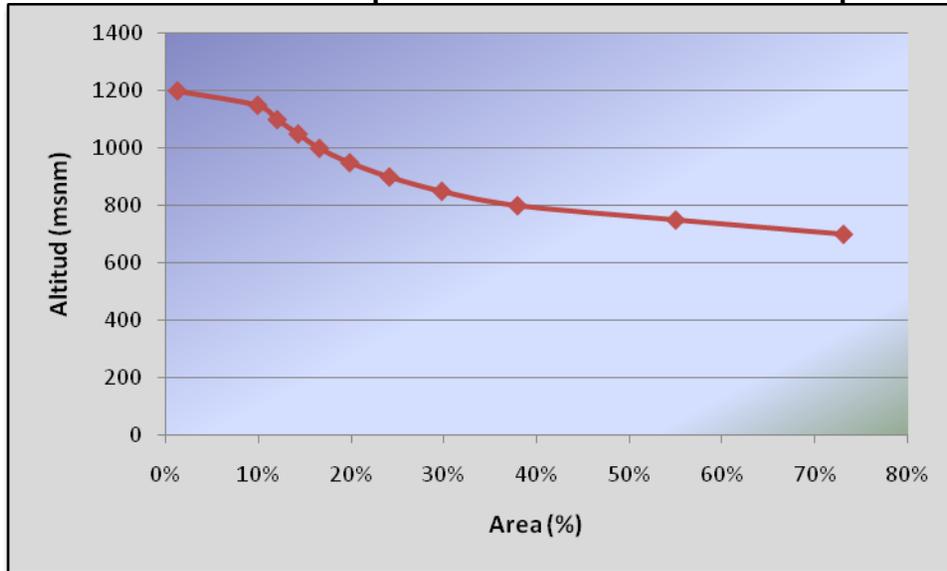
Fuente: Consultor

FIGURA 2.12. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada La Cuyamita



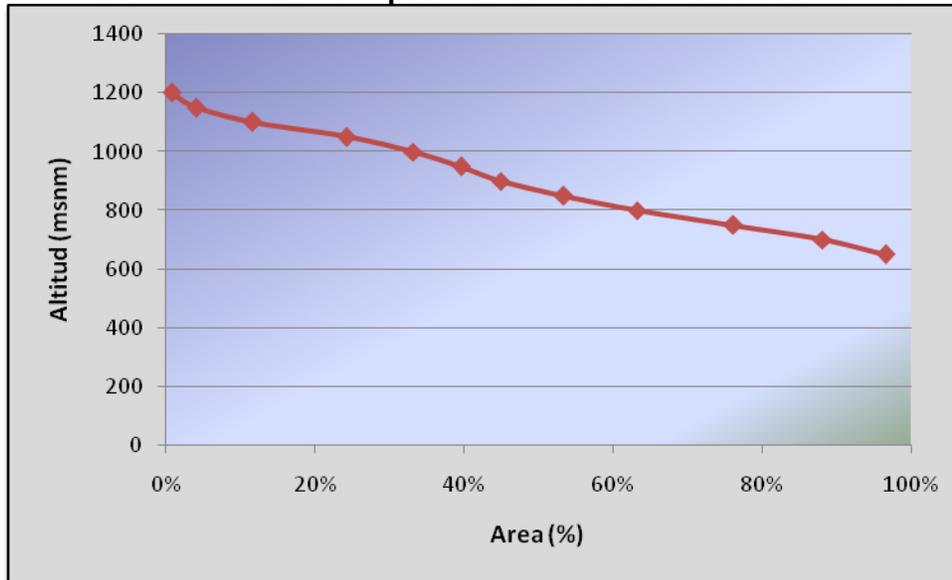
Fuente: Consultor

FIGURA 2.13. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Nápoles



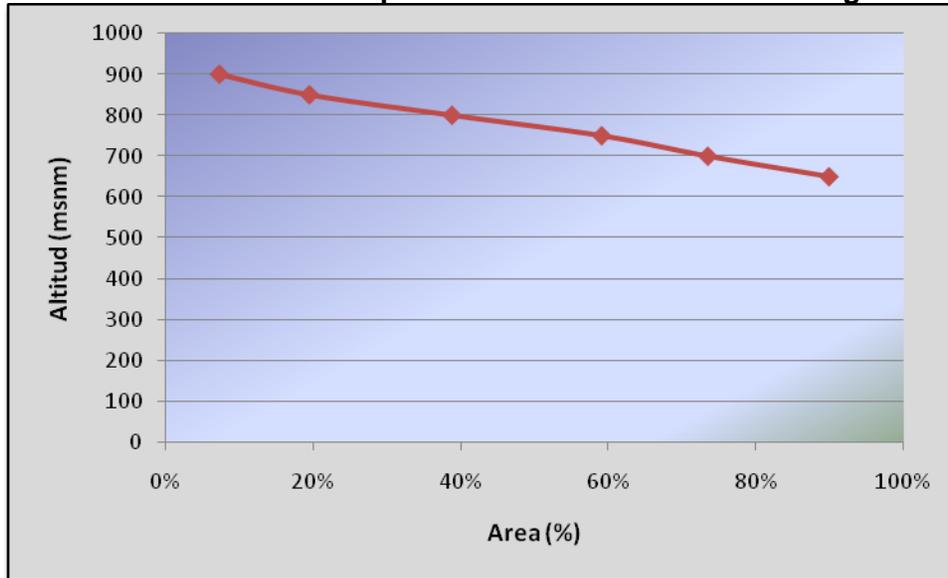
Fuente: Consultor

FIGURA 2.14. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Nariño



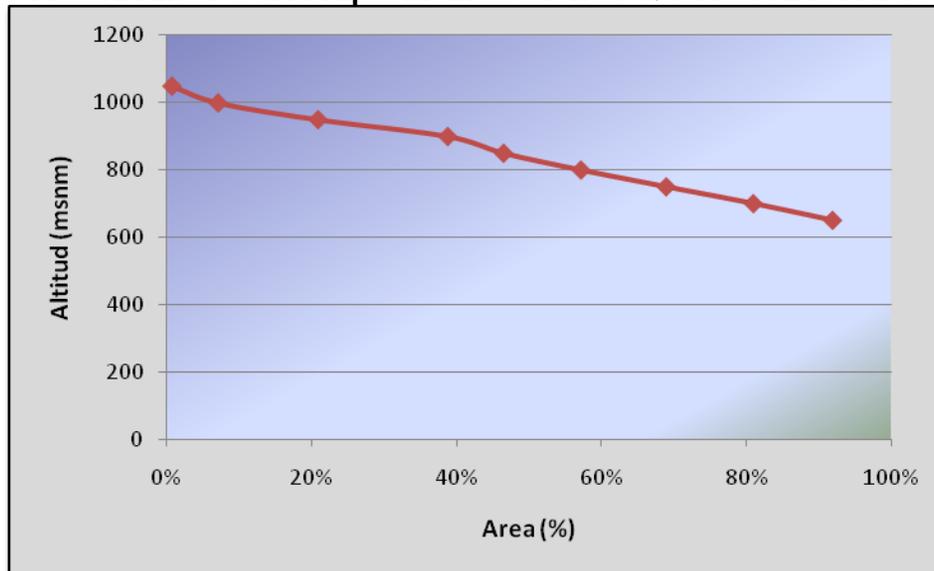
Fuente: Consultor

FIGURA 2.15. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Argelia



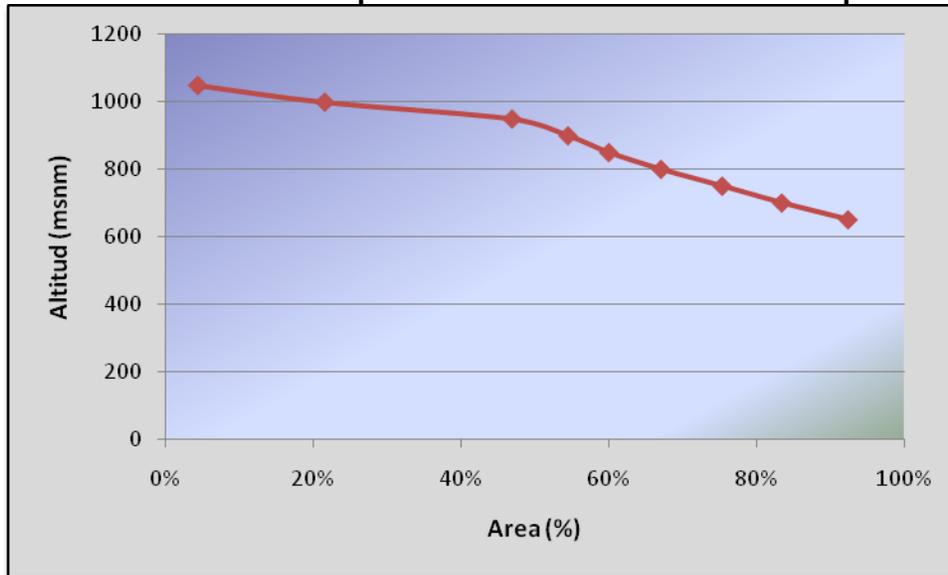
Fuente: Consultor

FIGURA 2.16. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Las Navas



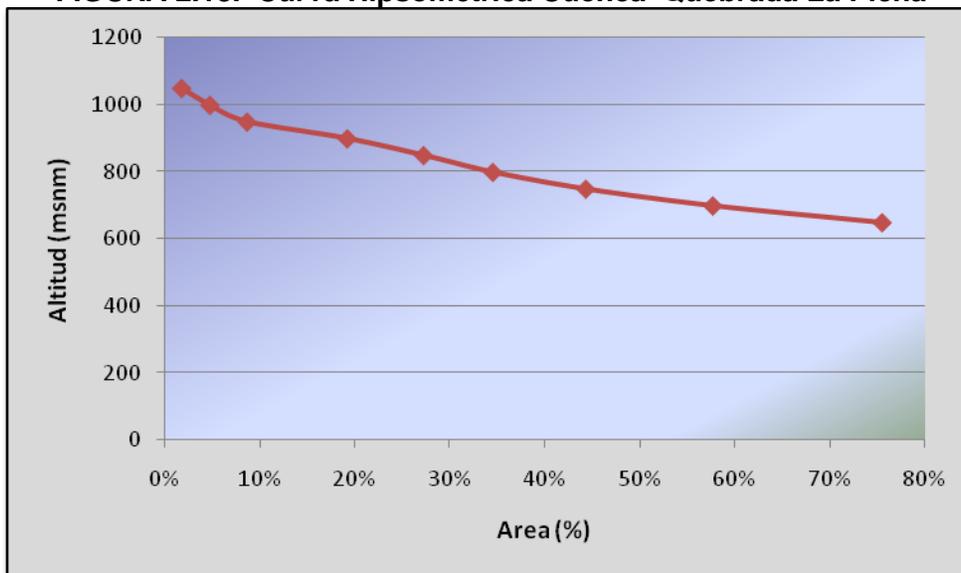
Fuente: Consultor

FIGURA 2.17. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Chapinero



Fuente: Consultor

FIGURA 2.18. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada La Picha



Fuente: Consultor

□ **Altura Media [h]**

Matemáticamente se calcula como el cociente entre el área de la cuenca y el volumen de la misma (superficie comprendida entre la curva hipsométrica y los ejes coordenados). Se define como:

$$h = V / A$$

Donde:

h : Altura media de la cuenca en m
V : Volumen de la cuenca en m³
A : Área de la cuenca en m²

La elevación media estimada para las cuencas en estudio se resume en la siguiente Tabla:

TABLA 2.14. Altura Media de la Cuenca

CUENCA	AREA km²	VOLUMEN km³	h_{media} m
1. Cuenca media Río de Oro*			
Río de Oro Alto	77.58	102	1,320
Quebrada Grande	54.74	22.40	409
Quebrada Soratoque	14.37	2.91	203
Río Lato	51.05	41.87	820
Quebrada El Palmar	43.39	10.30	237
Quebrada Ruitoque	107.26	36.89	344
Quebrada San Antonio	15.62	2.92	187
2. Cuenca baja Río de Oro**			
Quebrada La Iglesia	31.37	8.10	258
Río Frio	128.45	75.66	589
Quebrada Chimitá	20.22	2.82	140
Quebrada Cuyamita	4.64	0.32	69
Quebrada Nápoles	4.69	0.07	14
Quebrada Nariño	4.74	0.12	26
Quebrada Argelia o Cantera	1.29	0.15	118
Quebrada Las Navas	3.95	0.58	147
Quebrada Chapinero	5.52	0.25	45
Quebrada La Picha	4.71	0.06	13

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

2.2.2.4 Parámetros de Relieve en relación con la erosión

□ Coeficiente de Masividad [tg α]

Permite diferenciar cuencas de igual elevación media y relieve distinto, aún cuando no es suficiente para caracterizar la proclividad a la erosión de una cuenca, pues da valores iguales en el caso de cuencas diferenciadas, como es el caso en el que altura media y superficie aumente proporcionalmente. La ecuación matemática que identifica este coeficiente es la siguiente:

$$\text{tg } \alpha = h / A$$

Donde:

tg α : Coeficiente de Masividad
 h : Altura media de la cuenca en m
 A : Área de la cuenca en km²

TABLA 2.15. Coeficiente de Masividad

CUENCA	h_{media} m	AREA km ²	tg α
1. Cuenca media Río de Oro*			
Río de Oro Alto	1320.40	77.58	17.02
Quebrada Grande	409.20	54.74	7.48
Quebrada Soratoque	202.54	14.37	14.10
Río Lato	820.10	51.05	16.06
Quebrada El Palmar	237.34	43.39	5.47
Quebrada Ruitoque	343.90	107.26	3.21
Quebrada San Antonio	187.17	15.62	11.98
2. Cuenca baja Río de Oro**			
Río Frio	589.07	128.45	4.59
Quebrada La Iglesia	258.13	31.37	8.23
Quebrada Chimitá	139.67	20.22	6.91
Quebrada Cuyamita	69.14	4.64	14.90
Quebrada Napoles	14.40	4.69	3.07
Quebrada Nariño	25.99	4.74	5.48
Quebrada Argelia o Cantera	117.81	1.29	91.09
Quebrada Las Navas	147.02	3.95	37.24
Quebrada Chapinero	45.42	5.52	8.22
Quebrada La Picha	12.90	4.71	2.74

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

Valores menores de tg α indican menor disponibilidad del relieve de la cuenca a la erosión.

□ Coeficiente Orográfico [Co]

Índice que permite identificar lo accidentado o no del relieve de la cuenca. Combina los dos parámetros del relieve actuantes en los procesos erosivos; la altura media, sobre la energía potencial del agua; y la inclinación característica de las laderas de la cuenca, sobre la energía cinética del flujo de la escorrentía superficial. Se calcula con la siguiente expresión matemática:

$$C_o = h * tg\alpha$$

Donde:

Co : Coeficiente Ortográfico
 tg α : Coeficiente de Masividad
 h : Altura media de la cuenca en km

La clasificación del relieve según el coeficiente Ortográfico se presenta a continuación para las cuencas consideradas:

TABLA 2.16. Coeficiente Ortográfico CO

CUENCA	CO
1. Cuenca media Río de Oro*	
Rio de Oro Alto	22,473
Quebrada Grande	3,059
Quebrada Soratoque	2,855
Rio Lato	13,174
Quebrada El Palmar	1,298
Quebrada Ruitoque	1,103
Quebrada San Antonio	2,243
2. Cuenca baja Río de Oro**	
Rio Frio	2,702
Quebrada La Iglesia	2,124
Quebrada Chimitá	965
Quebrada Cuyamita	1,030
Quebrada Napoles	44
Quebrada Nariño	143
Quebrada Argelia o Cantera	10,731
Quebrada Las Navas	5,475
Quebrada Chapinero	373
Quebrada La Picha	35

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

Este parámetro expresa el potencial de degradación de la cuenca, crece mientras que la altura media del relieve aumenta y la proyección del área de la cuenca disminuye. Por esta razón toma valores bastante altos para micro cuencas pequeñas y montañosas, disminuyendo en cuencas extensas y de baja pendiente. Esto implica que cuencas como Río de Oro Alto, Río Lato y Quebrada Argelia con coeficientes orográficos muy superiores a las otras micro cuencas del orden de 22.473, 13.174 y 10.731 respectivamente que representan un relieve accidentado.

2.2.2.5 Parámetros Relativos a la Red Hidrográfica

Cuando la escorrentía se concentra, la superficie terrestre se erosiona creando un canal. Los canales de drenaje forman una red que recoge las aguas de toda la cuenca y las vierte en su cauce principal, el clima y el relieve del suelo influyen en el patrón de la red, pero la estructura geológica subyacente suele ser el factor más relevante. Las cuencas en estudio presentan patrones hidrográficos que corresponden a redes dendríticas (en forma de árbol) cuyas características se analizan a continuación.

□ Densidad de Drenaje [D]

Es una medida de la textura de la red, y expresa el equilibrio entre el poder erosivo del caudal y la resistencia del suelo y rocas de superficie, se calcula dividiendo la longitud total de los canales por el área global de la cuenca:

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A}$$

Donde:

Dd	:	Densidad de drenaje en km/km ²
$\sum L_i$:	Suma de las longitudes de las corrientes de la red en km
A	:	Área de la cuenca en km ²

Las cuencas de baja densidad se ubican en áreas de elevada permeabilidad o de litología resistente, bajo una cobertura vegetal densa y sobre relieves suaves. Cuando la densidad es muy elevada, la permeabilidad es menor o la geología menos resistente, la vegetación es escasa y el relieve quebrado.

Los valores de la densidad de drenaje **D** generalmente oscilan entre 0.5 km/km² para cuencas de drenaje pobre, hasta 3.5 km/km² para cuencas excepcionalmente bien drenadas. La escorrentía y el caudal máximo aumentan considerablemente con la densidad de drenaje. Esto implica que cuencas como la de la Nariño y Nápoles, con densidades de drenaje altas de 4,47 y 4,21, respectivamente, son susceptibles de

presentar con mayor frecuencia caudales picos altos, aunque ello no reviste mayor importancia en términos del caudal total sobre el Río de Oro dada su pequeña área aferente (suman 9,33 km² vs el área total aferente 573.59 km², lo que constituye un 1,6% del área total). Por otra parte la subcuenca del Río Frío con una densidad de drenaje inferior a la media (3,2 vs 3,45) ve por este concepto menguada su capacidad de producir caudales altos, lo cual podría ser benéfico en términos de amenaza dada su gran aporte de área afluente (22,4 % del área total de la cuenca).

TABLA 2.17. Densidad de drenaje

CUENCA	$\sum Li$ km	AREA km ²	D km/km ²
1. Cuenca media Río de Oro*			
Rio de Oro Alto	188.27	77.58	2.43
Quebrada Grande	203.68	54.74	3.72
Quebrada Soratoque	49.34	14.37	3.43
Rio Lato	164.85	51.05	3.23
Quebrada El Palmar	140.19	43.39	3.23
Quebrada Ruitoque	386.83	107.26	3.61
Quebrada San Antonio	58.16	15.62	3.72
2. Cuenca baja Río de Oro**			
Rio Frio	411.16	128.45	3.20
Quebrada La Iglesia	101.99	31.37	3.25
Quebrada Chimitá	64.13	20.22	3.17
Quebrada Cuyamita	18.44	4.64	3.97
Quebrada Napoles	19.71	4.69	4.21
Quebrada Nariño	21.16	4.74	4.47
Quebrada Argelia o Cantera	5.16	1.29	3.99
Quebrada Las Navas	13.21	3.95	3.35
Quebrada Chapinero	15.82	5.52	2.86
Quebrada La Picha	17.09	4.71	3.63

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

□ Pendiente Media del Cauce Principal [SC]

La velocidad de escurrimiento de las corrientes de agua tiene una relación directa con la pendiente de los canales. La pendiente del cauce principal en la cuenca se estima utilizando la siguiente expresión:

$$S_c = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} * 100$$

Donde:

S_c : pendiente media de la cuenca, en tanto por ciento.

Hmáx : Cota máxima del cauce en msnm
 Hmín : Cota mínima del cauce en msnm
 L : Longitud del cauce principal en m

TABLA 2.18. Pendiente Media de la Corriente Principal

CUENCA	ALTITUD		L km	j %
	Inicial (Hmax)	Final (Hmin)		
1. Cuenca media Río de Oro*				
Rio de Oro Alto	3500	1050	23.80	10.29
Quebrada Grande	1300	900	11.45	3.49
Quebrada Soratoque	1650	900	8.35	8.98
Rio Lato	2900	900	21.14	9.46
Quebrada El Palmar	1300	850	9.62	4.68
Quebrada Ruitoque	1200	750	11.57	3.89
Quebrada San Antonio	850	750	3.09	3.24
2. Cuenca baja Río de Oro**				
Rio Frio	2800	1200	32.05	4.99
Quebrada La Iglesia	1700	1300	12.36	3.24
Quebrada Chimitá	920	680	1.16	20.63
Quebrada Cuyamita	900	660	3.36	7.14
Quebrada Napoles	900	652	2.42	10.25
Quebrada Nariño	880	645	2.01	11.68
Quebrada Argelia o Cantera	900	644	2.58	9.93
Quebrada Las Navas	925	640	2.94	9.69
Quebrada Chapinero	950	633	2.95	10.74
Quebrada La Picha	875	630	1.89	12.97

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

□ Alejamiento Medio [am]

Coeficiente que resulta de la relación entre la corriente de agua mas larga de la red y el área de la cuenca.

$$a_m = \frac{L}{\sqrt{A}}$$

Donde:

am : Alejamiento medio
 A : Área de la cuenca en km²
 L : Longitud de la corriente mas larga en km

TABLA 2.19. Alejamiento Medio

CUENCA	L km	AREA km²	a
1. Cuenca media Río de Oro*			
Río de Oro Alto	23.80	77.58	2.70
Quebrada Grande	11.45	54.74	1.55
Quebrada Soratoque	8.35	14.37	2.20
Río Lato	21.14	51.05	2.96
Quebrada El Palmar	9.62	43.39	1.46
Quebrada Ruitoque	11.57	107.26	1.12
Quebrada San Antonio	3.09	15.62	0.78
2. Cuenca baja Río de Oro**			
Río Frio	32.05	128.45	2.83
Quebrada La Iglesia	12.36	31.37	2.21
Quebrada Chimitá	1.16	20.22	0.26
Quebrada Cuyamita	3.36	4.64	1.56
Quebrada Napoles	2.42	4.69	1.12
Quebrada Nariño	2.01	4.74	0.92
Quebrada Argelia o Cantera	2.58	1.29	2.27
Quebrada Las Navas	2.94	3.95	1.48
Quebrada Chapinero	2.95	5.52	1.26
Quebrada La Picha	1.89	4.71	0.87

Fuente: * Estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro. CICICO LTDA. 2008

** Cálculos consultor

Este coeficiente nos permite estimar la ruta del tiempo de concentración.

□ Tiempo de Concentración [Tc]

Es el tiempo de flujo desde el punto mas alejado hasta la salida de la cuenca, o tiempo para el cual toda la cuenca empieza a contribuir. Para calcularlo se han desarrollado diversas expresiones matemáticas entre ellas la formula de Kirpich y la ecuación de Giandotti:

TABLA 2.20. Tiempo de Concentración

Método	Cuenca	Tc horas
Kirpich	Rio de Oro Alto	1.83
	Quebrada Grande	1.58
	Quebrada Soratoque	0.86
	Rio Lato	1.72
	Quebrada El Palmar	1.23
	Quebrada Ruitoque	1.53
	Quebrada San Antonio	0.59
	Rio Frio	3.04
	Quebrada La Iglesia	1.72
	Quebrada Chimitá	0.14
	Quebrada Cuyamita	0.47
	Quebrada Napoles	0.31
	Quebrada Nariño	0.26
	Quebrada Argelia o Cantera	0.33
	Quebrada Las Navas	0.37
	Quebrada Chapinero	0.36
Quebrada La Picha	0.24	
Giandotti	Rio de Oro Alto	2.44
	Quebrada Grande	2.89
	Quebrada Soratoque	2.43
	Rio Lato	2.63
	Quebrada El Palmar	3.31
	Quebrada Ruitoque	3.96
	Quebrada San Antonio	0.90
	Rio Frio	2.61
	Quebrada La Iglesia	1.32
	Quebrada Chimitá	0.87
	Quebrada Cuyamita	0.61
	Quebrada Napoles	0.55
	Quebrada Nariño	0.53
	Quebrada Argelia o Cantera	0.38
	Quebrada Las Navas	0.55
	Quebrada Chapinero	0.61
Quebrada La Picha	0.52	

Fuente: Cálculos del consultor

Con base en los parámetros anteriores puede deducirse que las microcuencas de la quebrada Grande con un Cs de 1.25 y un área aferente equivalente al 9.5 % (Ver áreas aferentes en % en **Tabla 2.8**) del área total aferente y la Quebrada El Palmar con un Cs de 1.38 y un área aferente equivalente al 7.6% del área total aferente se constituyen en

las cuencas mas susceptibles de aportar crecientes; la quebrada San Antonio con un coeficiente Cs de 1.26 corresponde a otra de las de mayor tendencia a las crecientes, pero esta microcuenca a su vez posee una pequeña área aferente (15.62 km²) equivalente al 2.7 % del área total de la subcuenca media del Río de Oro. Por otra parte esta microcuenca posee la altura media más pequeña (185 m) de todas las microcuencas lo cual minimiza la eventual conversión de su energía potencial en energía cinética.

Desde otra perspectiva las microcuencas de Chimitá y Las Navas con sus coeficientes Cs mayores a 1.75 corresponden a las de menor tendencia a crecientes, contribuyendo en poca medida al área total de la subcuenca (20.22 y 2.78 km²) con un 4.2 % del total.

2.3 GEOLOGÍA

El presente estudio relaciona la geología, litología, geología estructural, geomorfología, discontinuidades, características físicas de las rocas, presencia de suelos, depósitos no consolidados, problemas de inestabilidad, erosión etc. Al finalizar el estudio se darán algunas recomendaciones con el fin de minimizar los efectos que se pueden generar por efecto de las obras propuestas y cortes a realizarse.

Geológicamente el corredor se desarrolla sobre unidades cuaternarias, pertenecientes a depósitos recientes del río de Oro conformando terrazas bajas y unidades de carácter gravoso arcilloso perteneciente al miembro Órganos de la Formación Bucaramanga; unidades jurásicas de la Formación Girón. El área se encuentra afectada por acumulación de materiales de relleno arrojados sobre la ronda hídrica del río de Oro.

En términos generales se puede afirmar, como se hizo anteriormente en el estudio de la cuenca media del río de Oro, que las condiciones actuales del componente geosférico de la zona determinan condiciones desfavorables en la mitigación de problemas relacionados con amenazas por inundación del Río de Oro.

En el Anexo 3 se presenta el informe de avance de geología.

3. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION HIDROLOGICA

Se realizó el cálculo de las precipitaciones para períodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años para las estaciones de Llano Grande, La Granja, La Floresta, Aeropuerto Palonegro, Rasgón y Campestre, las cuales presentan los mayores índices de precipitación en 24 horas para las condiciones de valle y piedemonte, respectivamente, en que se halla dividida topográficamente la cuenca.

3.1 TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN

Los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo de una forma que es parcialmente predecible, o determinística, y parcialmente aleatoria. Un proceso de este tipo se llama estocástico.

Los métodos estadísticos están basados en principios matemáticos que describen la variación aleatoria de un conjunto de observaciones de un proceso, y estos centran su atención en las observaciones mismas, en lugar de los procesos físicos que la producen.

La probabilidad de un evento es la posibilidad de que este ocurra cuando se hace una observación de la variable aleatoria.

Para que el análisis probabilístico produzca resultados útiles debe comenzar con una serie de datos significativos, adecuados y precisos. Cuando se dice que los datos son significativos esto implica que deben estar relacionados estrechamente con el problema.

La serie de datos debe ser adecuada. Esto se refiere principalmente a la longitud del registro, pero incluye también el problema muy frecuente de escasez de datos apropiados. El registro observado es simplemente una muestra de la población de eventos que han ocurrido y puede esperarse que ocurran de nuevo. Si la muestra es muy pequeña las probabilidades obtenidas no resultan muy confiables.

Debido a que la longitud de los registros es normalmente corta no es posible determinar la distribución de frecuencias mas apropiada para ser usada al analizar probabilidades asociadas con crecientes. No obstante varios autores han sugerido varias distribuciones, esgrimiendo como prueba a su favor la habilidad de estas distribuciones para ajustarse a los datos de uno o varios ríos. A pesar que se han dedicado grandes esfuerzos para definir la mejor distribución, varios ensayos sugieren que no existe una distribución claramente superior. Intuitivamente no existe razón alguna para que una distribución única sirva para todos los ríos, La distribución Log Pearson tipo III, ha sido recomendada para las agencias federales de los Estados Unidos. La primera distribución asintótica de

los valores extremos, comúnmente llamada la Distribución de Gumbel, también tiene aceptación.

Se presenta una selección de las distribuciones de probabilidad comúnmente utilizadas para variables hidrológicas.

Normal

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{x-\mu}{2\sigma^2}\right)$$

Rango

$$\infty \leq x \leq \infty$$

En donde

μ = Media aritmética = X promedio

σ = Desviación Standard

Log normal

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{y-\mu_y}{2\sigma_y^2}\right)$$

Rango

$$x > 0$$

En donde

μ = Media aritmética = y promedio

σ = Desviación Standard

Pearson tipo III

$$f(x) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \left(\lambda^\beta (x-\varepsilon)^{\beta-1} * e^{-\lambda(x-\varepsilon)} \right)$$

Rango

$$X \geq \varepsilon$$

Log Pearson tipo III

$$f(x) = \frac{1}{x\Gamma(\beta)} \lambda^\beta (y - \varepsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(y-\varepsilon)}$$

Rango

$$\text{Log } x \geq \varepsilon$$

En donde:

Γ = Función Gamma

$$B = \frac{1}{CV^2}$$

$$\varepsilon = \text{límite inferior de la muestra} = \bar{y} - s_y \sqrt{\beta}$$

Gumbel tipo I extremo

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp \left(-\frac{x-u}{\alpha} \right) \right]$$

Rango

$$\infty < x < \infty$$

En donde

μ = Media aritmética

σ = Desviación Standard

$$\lambda = 1 / \bar{x}$$

$$CV = \text{Coeficiente de variación} = \frac{\sigma}{\mu}$$

3.2 RESULTADOS DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

3.2.1 Precipitaciones máximas en 24 horas

En primera instancia se analizaron los valores de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones seleccionadas de Llano Grande, La granja, La Floresta, Aeropuerto Palonegro, Club Campestre y El Rasgón. Para ello se aplicaron las seis funciones de distribución de probabilidad mencionadas a cada una de ellas para luego seleccionar la que más se ajustara a los datos. Los resultados de la aplicación de las seis funciones de distribución mencionadas se presentan en el Anexo 2 - Volumen 1 Tratamiento probabilístico de la información hidrológica.

Una selección apresurada de cualquiera de las funciones podría traducirse en una estructura sobrediseñada y costosa o subdiseñada y peligrosa por eso la selección debe realizarse cuidadosamente. A continuación se describen algunos métodos para hacerlo.

1. Método del error cuadrático mínimo. Consiste en calcular para cada función de distribución el error cuadrático y escoger la que tenga un menor valor.
2. Pruebas de bondad del ajuste. Las más conocidas son la de X^2 y la de Kolmogorov-Smirnov. Se debe tener precaución al utilizar estas pruebas pues sus resultados dependen mucho de la selección de los intervalos y del tamaño de la muestra, incluso pueden resultar contradictorios para una misma muestra.
3. Análisis gráfico. Consiste en inspeccionar una gráfica donde se haya dibujado cada una de las diferentes funciones junto con los puntos medidos, la función de distribución seleccionada será la que se ajuste visualmente mejor a los datos medidos.

La aplicación de los métodos de prueba de bondad y análisis gráfico arrojaron diferencias por lo que se optó entonces por adoptar como válido el método gráfico.

Los cálculos realizados y sus respectivas gráficas se muestran en el **Anexo 2-Hidrología Volumen 1**.

En la aplicación del análisis gráfico para la selección de las distribuciones que mejor se ajustaran para cada estación para la selección de la precipitación máxima en 24 horas, los resultados obtenidos fueron los que se muestran en la **tabla 3.1**.

Tabla 3.1 Funciones de distribución seleccionadas para cada estación para el cálculo de la precipitación máxima en 24 horas

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN SELECCIONADA
Llano Grande	Pearson III
La Granja	Log normal
La Floresta	Normal
Aeropuerto Palonegro	Gumbel
Club Campestre	Log pearson III
El Rasgón	Pearson III

Fuente: Consultor

En la **tabla 3.2** se muestran los valores máximos de precipitación en 24 horas para los diferentes periodos de retorno para cada estación.

Tabla 3.2 Precipitación máxima en 24 H en cada estación para distintos periodo de retorno

Tr (años)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 H (mm)					
	LLANO GRANDE	LA GRANJA	LA FLORESTA	AEROPUERTO PALONEGRO	CLUB CAMPESTRE	EL RASGÓN
500	239.47	165.55	133.20	176.96	161.69	141.44
100	182.01	143.82	121.83	147.48	129.29	115.98
50	158.19	134.15	116.21	134.72	116.61	104.71
25	134.95	124.17	109.96	121.87	104.53	93.15
10	105.21	110.16	100.29	104.55	89.23	77.16
5	83.51	98.45	91.21	90.84	77.82	64.14
3	68.00	88.65	82.74	79.93	69.16	53.60
2	56.04	79.43	73.87	70.13	61.73	44.13

Fuente: Consultor

3.2.2 Precipitaciones para diferentes duraciones de lluvia

Siguiendo el mismo procedimiento aplicado a las precipitaciones máximas en 24 horas, se seleccionaron las funciones de distribución que mejor se aplicaran a los datos de los aguaceros que se tenía registrados para cada estación.

Los cálculos realizados y sus respectivas gráficas se muestran en el **Anexo 2-Hidrología Volumen 1**.

En la **tabla 3.3** se muestran las funciones de distribución seleccionadas para cada estación.

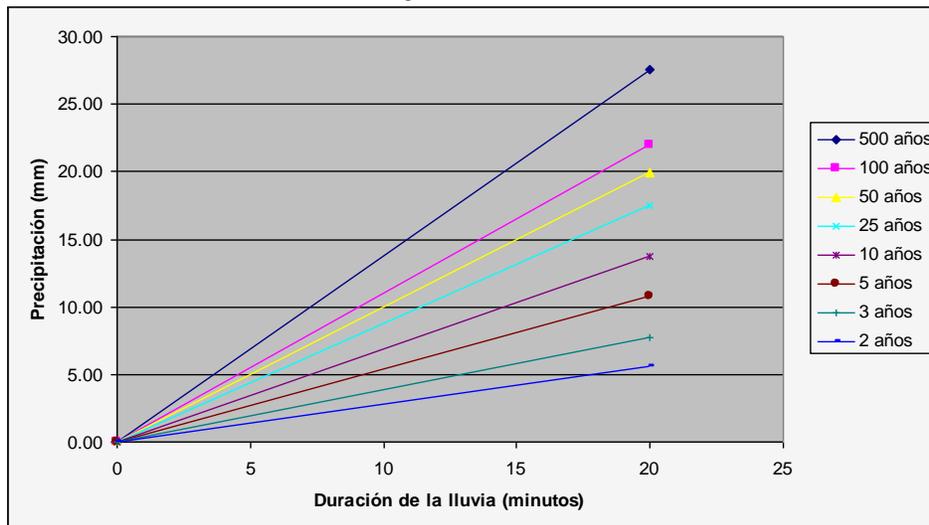
Tabla 3.3 Funciones de distribución seleccionadas para cada estación para el cálculo de la precipitación para diferentes duraciones de lluvia

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN SELECCIONADA
Llano Grande	Pearson III
La Granja	Log pearson III
La Floresta	Pearson III
Aeropuerto Palonegro	Pearson III
Club Campestre	Gumbel
El Rasgón	Log pearson III

Fuente: Consultor

Con base en la función de distribución seleccionada para cada estación, se hallaron las ecuaciones de las líneas de tendencia que más se ajustaran a los datos las cuales se muestran en las **tablas 3.4 a 3.15**.

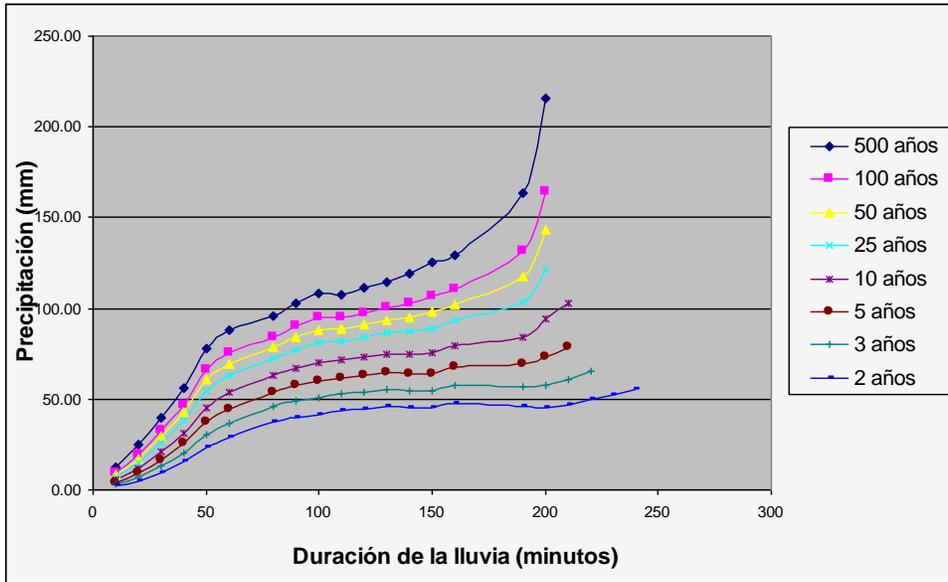
Tabla 3.4 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 20 minutos para la estación de Llano Grande



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 20 MINUTOS
500	$P=1.3755*tr$
100	$P=1.1008*tr$
50	$P=0.9986*tr$
25	$P=0.8732*tr$
10	$P=0.6886*tr$
5	$P=0.5367*tr$
3	$P=0.387*tr$
2	$P=0.281*tr$

Fuente: Consultor

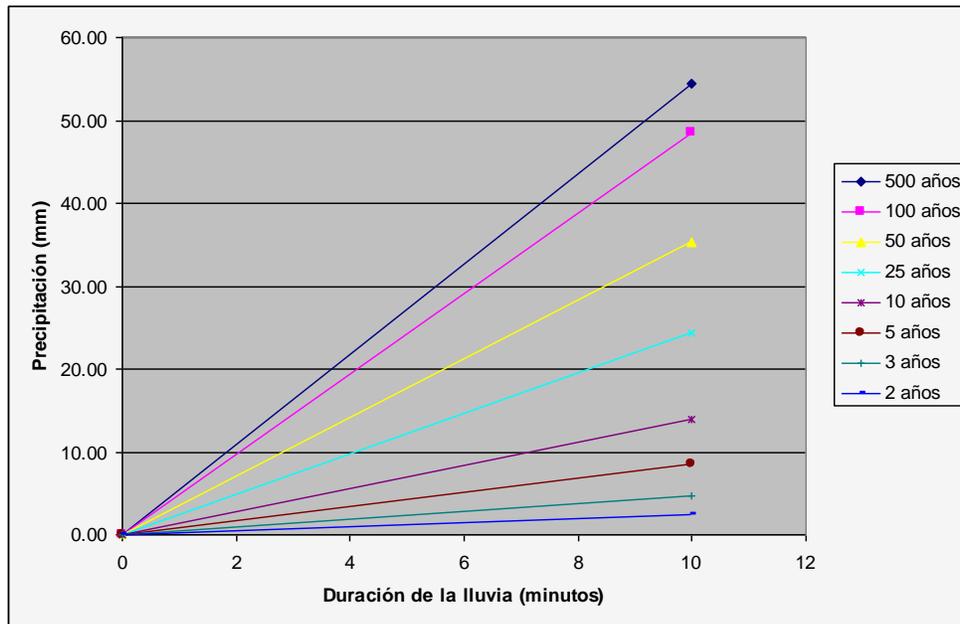
Tabla 3.5 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 20 y 200 minutos para la estación de Llano Grande



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA ENTRE 20 Y 200 MINUTOS
500	$P=0.00009*tr^3-0.0277*tr^2+3.2013*tr-26.156$
100	$P=0.00007*tr^3-0.0232*tr^2+2.783*tr-24.924$
50	$P=0.00005*tr^3-0.0174*tr^2+2.3065*tr-19.599$
25	$P=0.00004*tr^3-0.0149*tr^2+2.0639*tr-18.216$
10	$P=0.00003*tr^3-0.0119*tr^2+1.7443*tr-16.595$
5	$P=0.00002*tr^3-0.0088*tr^2+1.4114*tr-14.134$
3	$P=0.00002*tr^3-0.0087*tr^2+1.3243*tr-15.414$
2	$P=0.00001*tr^3-0.0051*tr^2+0.9354*tr-11.128$

Fuente: Consultor

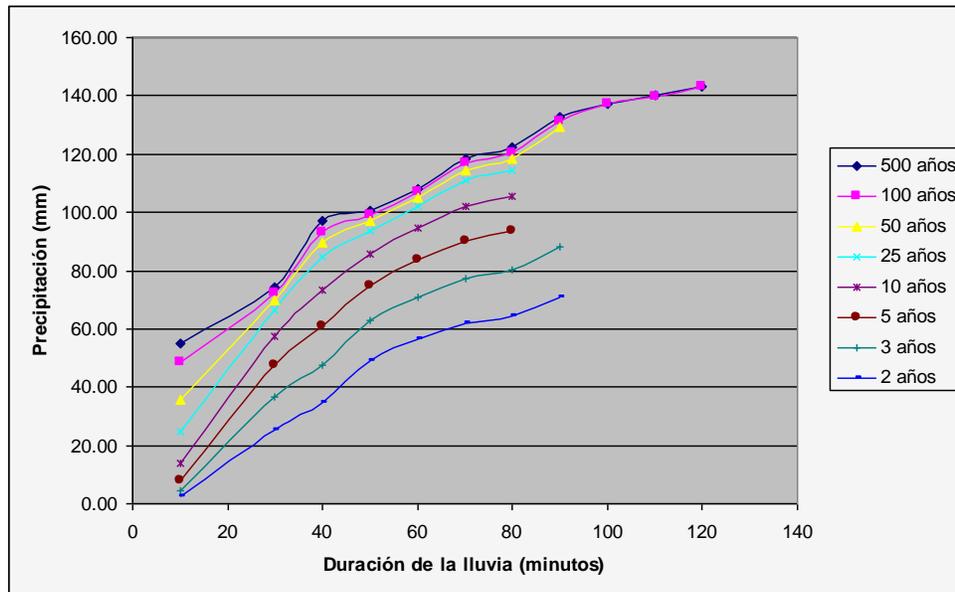
Tabla 3.6 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la estación de La Granja



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 10 MINUTOS
500	$P=5.437*tr$
100	$P=4.8538*tr$
50	$P=3.5268*tr$
25	$P=2.4298*tr$
10	$P=1.396*tr$
5	$P=0.8456*tr$
3	$P=0.4662*tr$
2	$P=0.2434*tr$

Fuente: Consultor

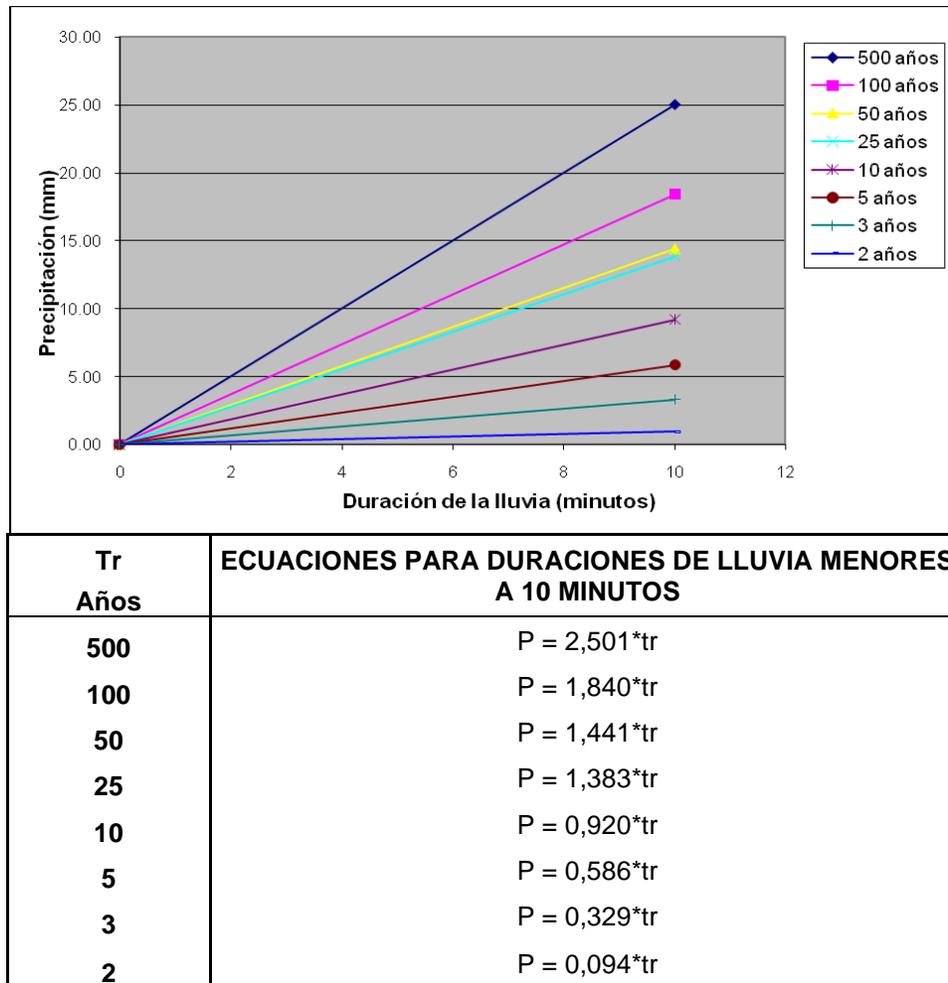
Tabla 3.7 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 120 minutos para la estación de La Granja



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA ENTRE 10 Y 120 MINUTOS
500	$P = -0.000005 * tr^3 - 0.0042 * tr^2 + 1.4274 * tr + 40.521$
100	$P = 0.0000007 * tr^3 - 0.0058 * tr^2 + 1.6012 * tr + 33.105$
50	$P = 0.00007 * tr^3 - 0.0208 * tr^2 + 2.5942 * tr + 11.336$
25	$P = 0.0002 * tr^3 - 0.0414 * tr^2 + 3.6006 * tr - 7.7681$
10	$P = 0.00007 * tr^3 - 0.0259 * tr^2 + 3.1299 * tr - 14.819$
5	$P = -0.0132 * tr^2 + 2.4276 * tr - 14.5$
3	$P = -0.0093 * tr^2 + 1.9612 * tr - 14.02$
2	$P = -0.0051 * tr^2 + 1.3947 * tr - 11.003$

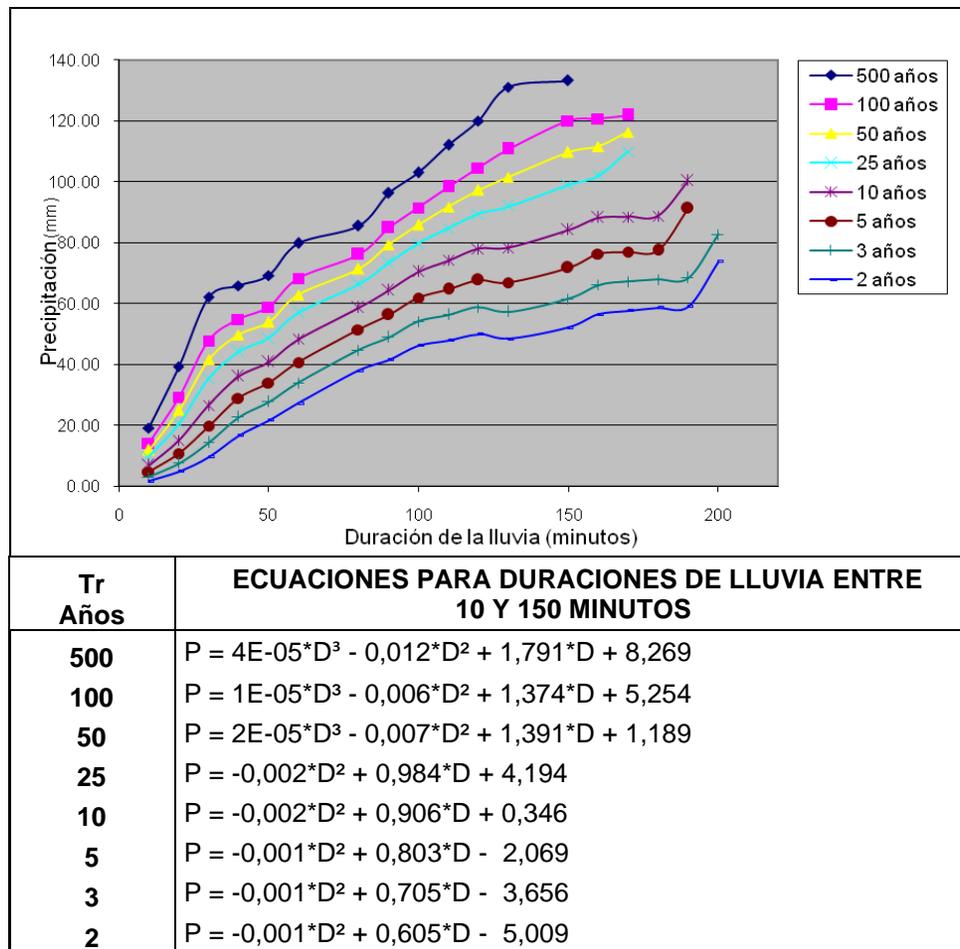
Fuente: Consultor

Tabla 3.8 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la estación de La Floresta



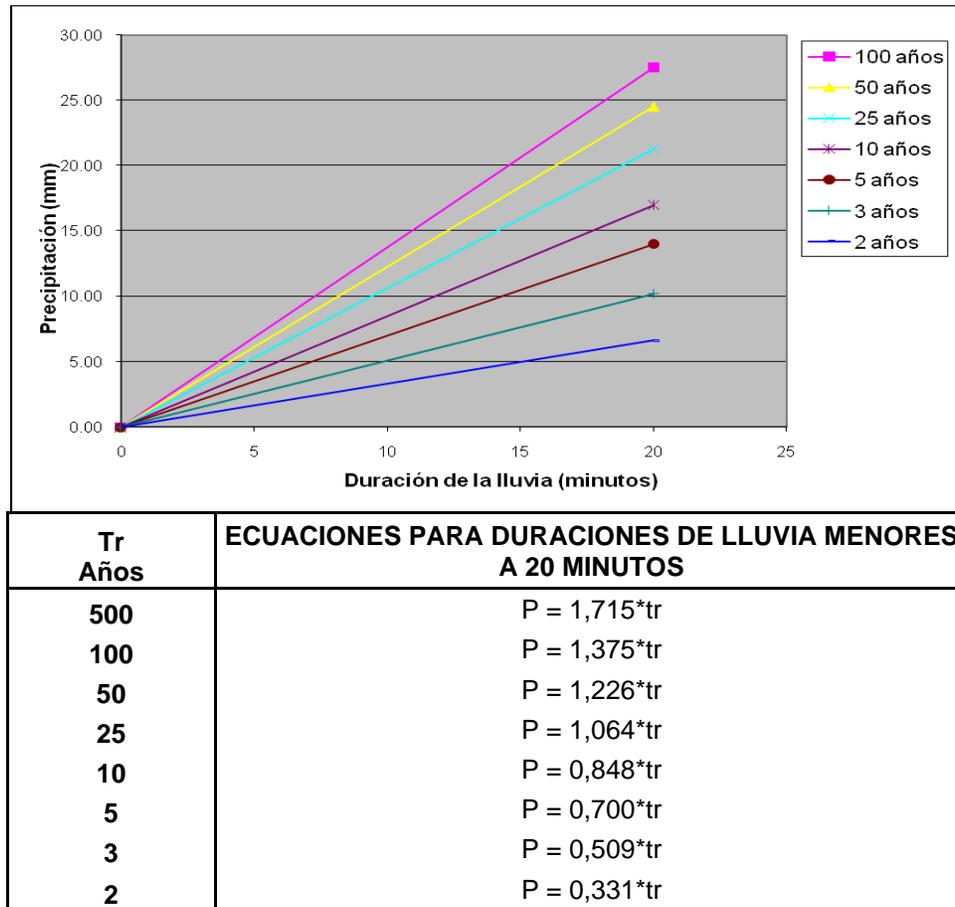
Fuente: Consultor

Tabla 3.9 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 150 minutos para la estación de La Floresta



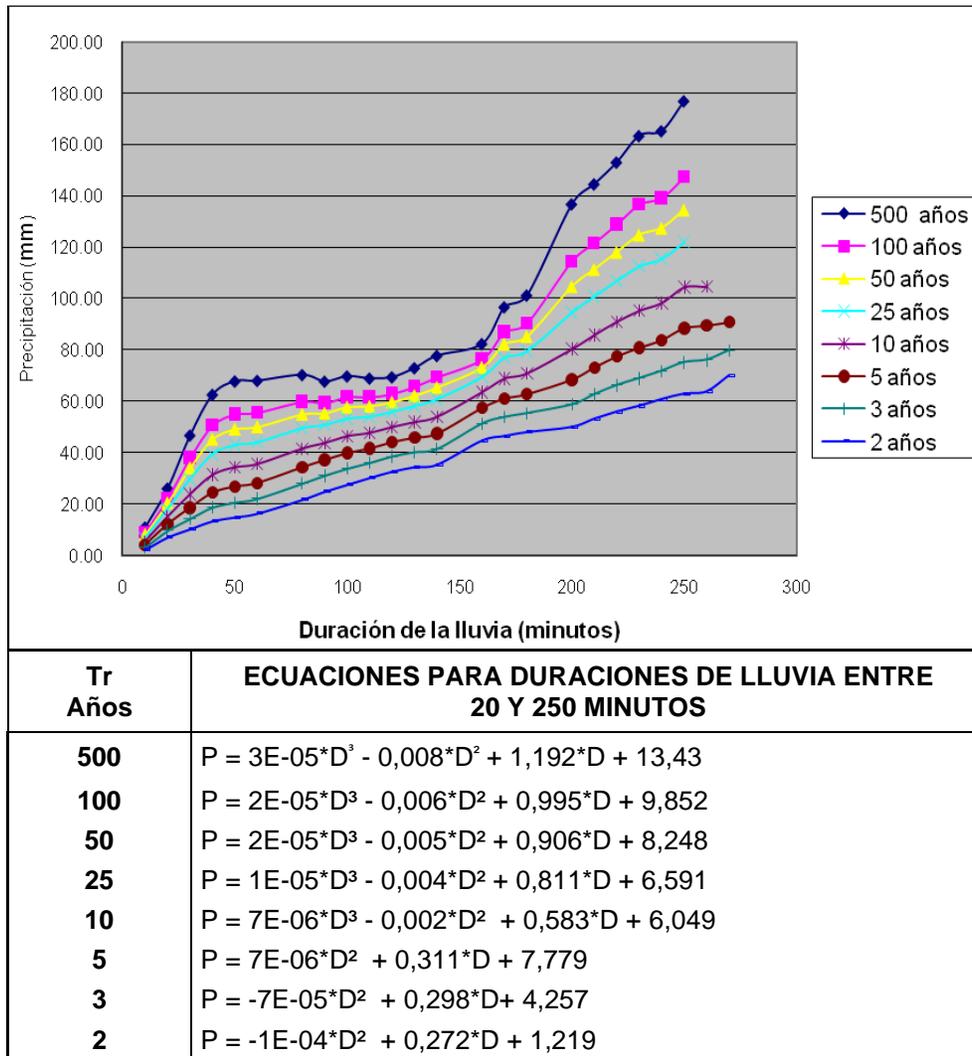
Fuente: Consultor

Tabla 3.10 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 20 minutos para la estación de Aeropuerto Palonegro



Fuente: Consultor

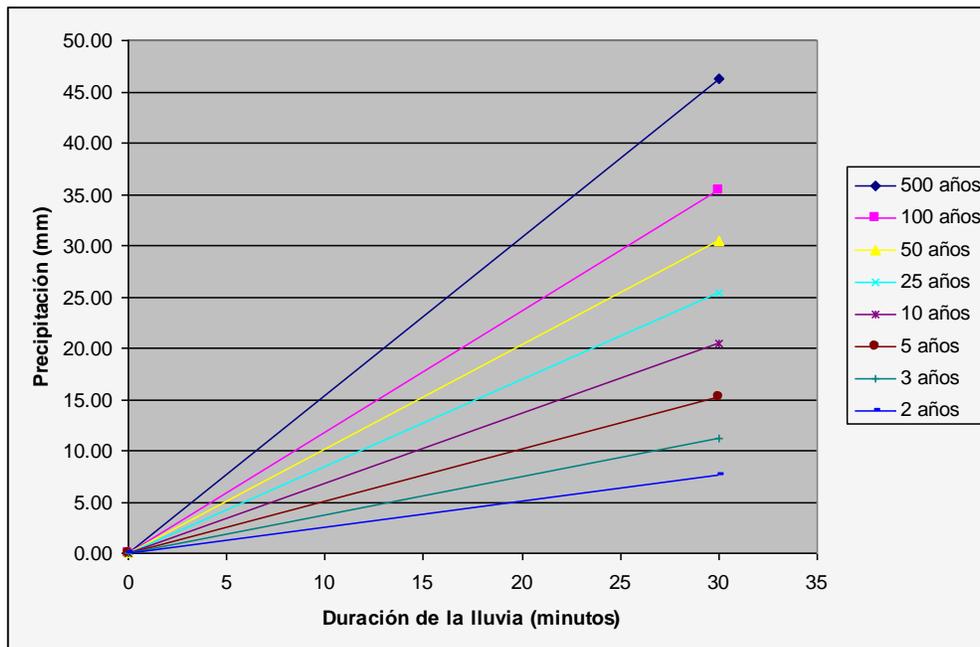
Tabla 3.11 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 20 y 120 minutos para la estación de Aeropuerto Palonegro



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA ENTRE 20 Y 250 MINUTOS
500	$P = 3E-05 * D^3 - 0,008 * D^2 + 1,192 * D + 13,43$
100	$P = 2E-05 * D^3 - 0,006 * D^2 + 0,995 * D + 9,852$
50	$P = 2E-05 * D^3 - 0,005 * D^2 + 0,906 * D + 8,248$
25	$P = 1E-05 * D^3 - 0,004 * D^2 + 0,811 * D + 6,591$
10	$P = 7E-06 * D^3 - 0,002 * D^2 + 0,583 * D + 6,049$
5	$P = 7E-06 * D^2 + 0,311 * D + 7,779$
3	$P = -7E-05 * D^2 + 0,298 * D + 4,257$
2	$P = -1E-04 * D^2 + 0,272 * D + 1,219$

Fuente: Consultor

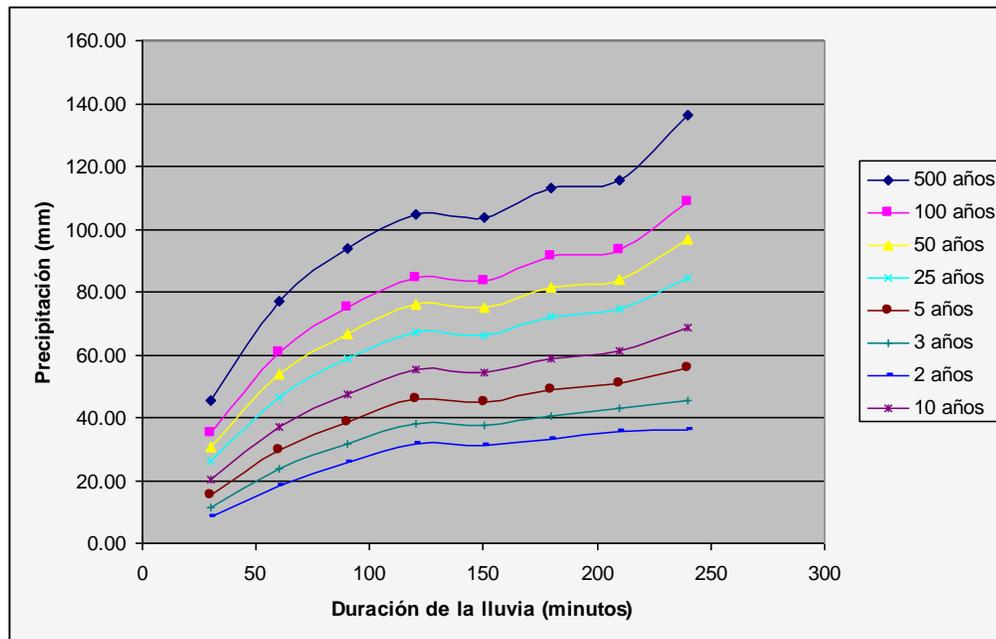
Tabla 3.12 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 30 minutos para la estación de Club Campestre



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 30 MINUTOS
500	$P=1.5413*tr$
100	$P=1.1784*tr$
50	$P=1.0151*tr$
25	$P=0.8481*tr$
10	$P=0.6823*tr$
5	$P=0.5063*tr$
3	$P=0.3715*tr$
2	$P=0.2513*tr$

Fuente: Consultor

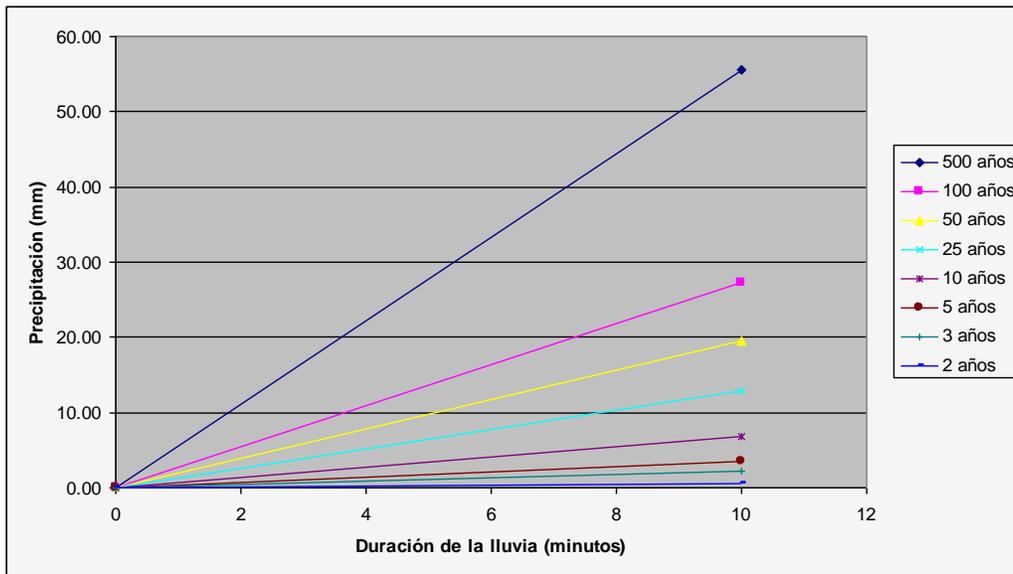
Tabla 3.13 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 30 y 240 minutos para la estación de Club Campestre



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA ENTRE 30 Y 240 MINUTOS
500	$P=0.00002*D^3-0.0095*D^2+1.7155*D+2.7837$
100	$P=0.00002*D^3-0.0093*D^2+1.5468*D-3.2215$
50	$P=0.00002*D^3-0.0091*D^2+1.4722*D-6.0644$
25	$P=0.00002*D^3-0.0091*D^2+1.426*D-9.6876$
10	$P=0.00001*D^3-0.005*D^2+0.9291*D-3.173$
5	$P=0.00001*D^3-0.0049*D^2+0.8726*D-6.8488$
3	$P=0.000009*D^3-0.0044*D^2+0.7765*D-8.4325$
2	$P=0.000008*D^3-0.0039*D^2+0.6862*D-9.7522$

Fuente: Consultor

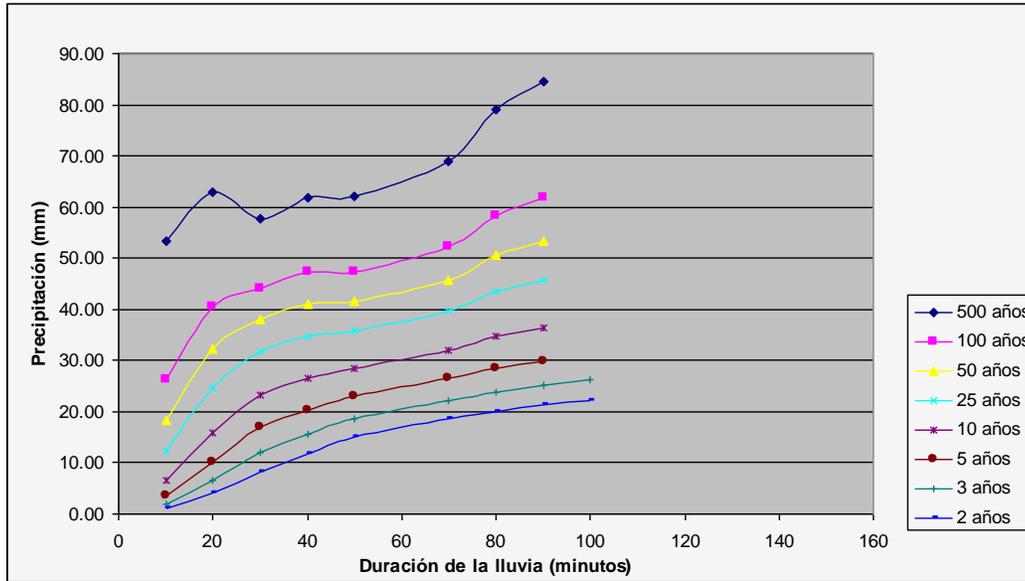
Tabla 3.14 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la estación de El Rasgón



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA MENORES A 10 MIN
500	$P=5.5506*tr$
100	$P=2.7236*tr$
50	$P=1.9424*tr$
25	$P=1.2802*tr$
10	$P=0.6807*tr$
5	$P=0.3469*tr$
3	$P=0.2187*tr$
2	$P=0.0586*tr$

Fuente: Consultor

Tabla 3.15 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 90 minutos para la estación de El Rasgón



Tr Años	ECUACIONES PARA DURACIONES DE LLUVIA ENTRE 10 Y 90 MINUTOS
500	$P=0.0001 * D^3 - 0.0102 * D^2 + 0.5129 * D + 51.297$
100	$P=0.0003 * D^3 - 0.0442 * D^2 + 2.2607 * D + 8.7494$
50	$P=0.0002 * D^3 - 0.0338 * D^2 + 1.9979 * D + 2.6253$
25	$P=0.0002 * D^3 - 0.0335 * D^2 + 2.0004 * D - 4.0524$
10	$P=0.00009 * D^3 - 0.0185 * D^2 + 1.4025 * D - 5.4576$
5	$P=0.00005 * D^3 - 0.0117 * D^2 + 1.0422 * D - 5.8329$
3	$P=-0.0028 * D^2 + 0.575 * D - 3.2829$
2	$P=-0.0022 * D^2 + 0.483 * D - 4.0238$

Fuente: Consultor

Para duraciones mayores a los registrados en las tablas anteriores se adoptarán los valores máximos en 24 horas mostrados en la **tabla 3.2**.

3.3 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN

3.3.1 Cálculo de precipitación promedio de la cuenca

En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos. Las estaciones registran la lluvia puntual, es decir la que se produce en el punto en que está ella y para los cálculos es necesario conocer la lluvia media en una zona dada. Para esto existen tres métodos de uso generalizado.

Método aritmético

Consiste en obtener simplemente el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación usada en el análisis.

Método de Thiessen

Este método consiste en:

1. Unir mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre si. Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
2. Trazar líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos. Por geometría, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.
3. Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas del paso 2, que forman los llamados polígonos de Thiessen y en algunos casos por el parte aguas de la cuenca. El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parte aguas será el área de influencia de la estación correspondiente.
4. La lluvia media se calcula entonces como un promedio ponderado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente.

$$\bar{P} = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i * P_i$$

donde

A_i: es el área de influencia de la estación i

A_T: es el área total de la cuenca

P_i: es la precipitación registrada en la estación i

Método de las Isoyetas.

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía.

La precipitación media se calcula en forma similar a la utilizada en los polígonos de Thiessen pero ahora el peso es el área entre cada dos isoyetas y el parte aguas de la cuenca y la cantidad que se estima es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas.

El método adoptado fue el de polígonos de Thiessen puesto que este, a diferencia del aritmético, toma en cuenta la distribución de las estaciones en el área aunque no los factores topográficos pero sin embargo es mas conveniente que el de isoyetas desde el punto de vista práctico particularmente para cálculos repetitivos, como cuando se analiza una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian a menos que se agreguen o eliminen estaciones. (Fundamentos de hidrología de superficie.- Francisco J Aparicio.)

Los resultados obtenidos de las áreas de drenaje bajo la influencia de cada una de las estaciones seleccionadas y para cada uno de los sitios de entrada de caudal se muestran en la **tabla 3.16** y por porcentajes de influencia por estación en la **tabla 3.17**

Tabla 3.16 Áreas de cada drenaje por estación

Áreas por estación de influencia para cada cuenca (ha)							
Cuenca	ESTACIÓN						Área Total (ha)
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón	Floresta	Palonegro	
Vahondo	11.915,14	13.202,33	1.539,84	9.745,18			36.402,49
Río frío	950,02	1.100,05	4.382,40	3.200,55	3.140,22	70,31	12.843,56
Quebrada La Iglesia			656,57		1.637,77	840,74	3.135,08
Quebrada Chimitá					1.028,86	993,29	2.022,15
Quebrada La Cuyamita					41,50	422,57	464,08
Quebrada Nápoles						468,53	468,53
Quebrada La Argelia					3,49	599,61	603,10
Quebrada Las Navas					123,02	271,90	394,92
Quebrada Chapinero					243,86	308,55	552,41
Quebrada La Picha					11,16	459,62	470,78
							57.357,10

Fuente: Consultor

Tabla 3.17 Porcentajes de áreas de cada drenaje por estación

Porcentajes por estación de influencia para cada cuenca							
Cuenca	ESTACIÓN						Área Total (ha)
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón	Floresta	Palonegro	
Vahondo	32,73%	36,27%	4,23%	26,77%			100%
Río frío	7,40%	8,57%	34,12%	24,92%	24,45%	0,55%	100%
Quebrada La Iglesia			20,94%		52,24%	26,82%	100%
Quebrada Chimitá					50,88%	49,12%	100%
Quebrada La Cuyamita					8,94%	91,06%	100%
Quebrada Nápoles						100,00%	100%
Quebrada La Argelia					0,58%	99,42%	100%
Quebrada Las Navas					31,15%	68,85%	100%
Quebrada Chapinero					44,14%	55,86%	100%
Quebrada La Picha					2,37%	97,63%	100%

Fuente: Consultor

Teniendo en cuenta que el cálculo de la creciente máxima se debe realizar para cada sitio de confluencia con otra subcuenca que tenga el río de Oro, se deben calcular las áreas acumuladas por cada uno de ellos consideradas como punto de entrada de caudal. A continuación en las **tablas 3.18 y 3.19** se muestran estos resultados al igual que se nombran los diferentes puntos de entrada que se proponen sobre el río de Oro para el tramo en estudio.

Tabla 3.18 Áreas de cada drenaje por punto de entrada

Áreas por estación de influencia para cada punto de entrada (ha)							
Cuenca	ESTACIÓN						Área Total (ha)
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón	Floresta	Palonegro	
Vahondo	11.915,14	13.202,33	1.539,84	9.745,18			36.402,49
Río frío	12.865,16	14.302,38	5.922,24	12.945,73	3.140,22	70,31	49.246,05
Quebrada La Iglesia	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	4.777,99	911,05	52.381,13
Quebrada Chimitá	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	5.806,85	1904,34	54.403,28
Quebrada La Cuyamita	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	5.848,35	2326,91	54.867,35
Quebrada Nápoles	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	5.848,35	2795,44	55.335,88
Quebrada La Argelia	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	5.851,84	3395,05	55.938,99
Quebrada Las Navas	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	5.974,87	3666,95	56.333,91
Quebrada Chapinero	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	6.218,72	3975,51	56.886,32
Quebrada La Picha	12.865,16	14.302,38	6.578,81	12.945,73	6.229,89	4435,12	57.357,10

Fuente: Consultor

Tabla 3.19 Porcentajes de áreas de cada drenaje por punto de entrada

Porcentajes por estación de influencia para cada punto de entrada						
Cuenca	ESTACIÓN					
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón	Floresta	Palonegro
Vahondo	32,73%	36,27%	4,23%	26,77%		
Río frío	26,12%	29,04%	12,03%	26,29%	6,38%	0,14%
Quebrada La Iglesia	24,56%	27,30%	12,56%	24,71%	9,12%	1,74%
Quebrada Chimitá	23,65%	26,29%	12,09%	23,80%	10,67%	3,50%
Quebrada La Cuyamita	23,45%	26,07%	11,99%	23,59%	10,66%	4,24%
Quebrada Nápoles	23,25%	25,85%	11,89%	23,39%	10,57%	5,05%
Quebrada La Argelia	23,00%	25,57%	11,76%	23,14%	10,46%	6,07%
Quebrada Las Navas	22,84%	25,39%	11,68%	22,98%	10,61%	6,51%
Quebrada Chapinero	22,62%	25,14%	11,56%	22,76%	10,93%	6,99%
Quebrada La Picha	22,43%	24,94%	11,47%	22,57%	10,86%	7,73%

Fuente: Consultor

El porcentaje obtenido se multiplica por la precipitación correspondiente a la duración de la lluvia calculada para cada estación y con esto se obtiene la altura promedio de precipitación para cada punto de entrada en el río.

3.3.2 Relación precipitación-escorrentía

Para el cálculo de hidrogramas y estimación de crecientes máximas, es indispensable conocer la escorrentía que produce determinada tormenta.

Las estimaciones de la escorrentía a partir de la precipitación puede realizarse de varias formas, pero básicamente todos los métodos tratan de descontar de la lluvia caída sobre una cuenca, todas aquellas pérdidas que son debidas a factores como la infiltración, la evapotranspiración, etc. Sin embargo el método mas generalizado y quizá el más flexible es el método del número de curva CN del "Soil Conservation Service" (Servicio de Conservación de Suelos, EUA), este método es fácil de adaptar a nuestras condiciones pues toma en cuenta la cobertura del suelo, la pendiente, el porcentaje de área impermeable, el tipo de suelo, y mediante unas tablas asigna unos diferentes factores llamados número de curva CN, los cuales determinan el porcentaje de la lluvia que se infiltra.

De acuerdo al tipo de cobertura, de suelos y de la pendiente existe una tabla para seleccionar el número de curva CN correspondiente a una condición de humedad antecedente II y que son representativos de las condiciones promedio que se pueden presentar en la cuenca. En la **tabla 3.20** se muestran los diferentes valores de CN para esta condición.

Tabla 3.20 Curvas de escorrentía para los complejos de suelo cobertura CN

Cobertura			Grupo de suelos			
Uso de la tierra	Tratamiento práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
			Número de curva			
Rastrojo			77	86	91	94
Cultivos en hilera	Hileras rectas	Mala	71	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
Leguminosas en hileras estrechas o forrajes en rotación	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
		Buena	51	67	76	83
Pastos de pastoreo		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Mala	47	67	81	88
		Regular	25	59	75	89
		Buena	6	35	70	79
Pastos de corte			30	58	71	78
Bosque		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Patios			59	74	82	86
Camino en tierra			72	82	87	89
Pavimentos			74	84	90	92

Fuente: Hidrología de tierras agrícolas CIDIAT Pag. 56

Para condiciones diferentes, el método utiliza condiciones adicionales I y III que corresponden a condiciones de poca humedad y mucha humedad antecedente respectivamente. En la **tabla 3.21** se muestran los números de curva para la condición II

Tabla 3.21 Números de curva para casos de condición de humedad antecedente III

CN II	CN III	CN II	CN III	CN II	CN III
1	6	34	54	67	83
2	13	35	55	68	84
3	14	36	56	69	84
4	15	37	57	70	85
5	16	38	58	71	86
6	17	39	59	72	86
7	18	40	60	73	87
8	19	41	61	74	88
9	20	42	62	75	88
10	22	43	63	76	89
11	23	44	64	77	89
12	24	45	65	78	90
13	26	46	66	79	91
14	28	47	67	80	91
15	30	48	68	81	92
16	31	49	69	82	92
17	32	50	70	83	93
18	34	51	70	84	93
19	36	52	71	85	94
20	37	53	72	86	94
21	38	54	73	87	95
22	39	55	74	88	95
23	40	56	75	89	96
24	41	57	75	90	96
25	42	58	76	91	97
26	43	59	77	92	97
27	45	60	78	93	98
28	47	61	78	94	98
29	49	62	79	95	98
30	50	63	80	96	99
31	51	64	81	97	99
32	52	65	82	98	99
33	53	66	82	99	100

Fuente: Hidrología de tierras agrícolas CIDIAT Pag. 56

En el **Anexo 2-Hidrología Volumen 2**, se muestran los cálculos del CN dependiendo del sector del río que se esté analizando.

Cuando ya se tiene los coeficientes de la SCS, se procede a hallar la lluvia efectiva mediante la siguiente ecuación:

$$E = \frac{(P - P_o)^2}{P + 4 * P_o}$$

3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA PARA CADA PUNTO DE ENTRADA

El ciclo hidrológico de una cuenca se puede esquematizar como un estímulo constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento a su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurren varios fenómenos que condicionan la relación entre una y otra y que están controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización.

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. Taylor y Schwarz proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión. Para el caso en el que las longitudes de los tramos no son iguales se aplica la siguiente fórmula:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2$$

Donde:

- S: es la pendiente media a calcular en m/m
- L: es la longitud total del cauce del río en m
- l_i : es la longitud del tramo i en m
- S_i : es la pendiente del tramo i en m/m

En la tabla **3.22** se muestran estas características.

Tabla 3.22 Características de la cuenca por punto de entrada del río de Oro

Punto de Entrada	Longitud Total m	Longitud al centroide m	Pendiente ponderada %
Vahondo	53,968	27,097	2.03%
Río frío	56,741	29,564	1.85%
Confluencia Quebrada La Iglesia	58,623	29,198	1.74%
Confluencia Quebrada Chimitá	61,054	31,698	1.65%
Confluencia Quebrada La Cuyamita	63,196	32,631	1.59%
Confluencia Quebrada Nápoles	63,986	34,147	1.56%
Confluencia Quebradas Nariño y Argelia	65,590	35,050	1.52%
Confluencia Quebrada Las Navas	66,407	35,898	1.51%
Confluencia Quebrada Chapinero	67,654	36,741	1.48%
Confluencia Quebrada La Picha	68,069	39,078	1.35%

Fuente: Consultor

Los cuadros de cálculo de las características por punto de entrada se muestran en el **Anexo2-Hidrología Volumen 2 y Volumen 3.**

3.5 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO

Con la escorrentía potencial se puede hallar el caudal que produce el área de drenaje, existen varios métodos para hallar este caudal:

1. El método racional: es posiblemente el método más antiguo de la relación lluvia-escorrentía. Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de precipitación y es hoy en día muy utilizado para drenajes urbanos, pero en nuestro caso no da un ajuste bueno debido a que no considera una serie de parámetros importantes.
2. Métodos envolventes: Estos métodos toman en cuenta sólo el área de la cuenca. Aunque no son métodos que analicen propiamente la relación entre la lluvia y la escorrentía son de enorme utilidad en los caso en que se requiera solo estimaciones gruesas de los gastos máximos probables o bien cuando se carezca por completo de información. Consiste en obtener graficas de ensayos de forma empírica, existen diferentes formulas como la de Creager y Lowry además diferentes graficas para México, EUA, y otros países, pero en nuestro caso no existen.
3. Método del Hidrograma unitario. Este es el método más adecuado ya que toma en cuenta no solo el tipo de suelo, área, sino la forma; el volumen escurrido puede ser el mismo para dos cuencas similares pero el caudal máximo, y las demás características del hidrograma varían de una cuenca a otra, el método del hidrograma unitario toma en cuenta estas variaciones considerando además la altura total de precipitación y el área de la cuenca, su forma, pendiente, vegetación, etc., aunque no de forma explícita. A continuación se describe el método.

El método seleccionado fue el del hidrograma unitario el cual describimos a continuación:

“Se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por una lluvia efectiva o en exceso de lamina unitaria duración t_r y repartida uniformemente en la microcuenca.”¹

El método está basado en las siguientes hipótesis:

- a) Tiempo base constante. Para una cuenca dada, la duración total de escurrimiento directo o tiempo base es la misma para todas las tormentas con la misma duración de lluvia efectiva, independientemente del volumen total escurrido. Todo hidrograma unitario está ligado a una duración de la lluvia en exceso.

1 APARICIO, Francisco. Fundamentos de hidrología de superficie. México DF: Limusa, 1999, p. 211

- b) Linealidad y proporcionalidad. Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento directo, es decir, al volumen total de lluvia efectiva. Como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí.
- c) Superposición de causas y efectos. El hidrograma que resulta de un período de lluvia dado puede superponerse a hidrogramas resultantes de periodos lluviosos precedentes.

El modelo de simulación se hizo con base en un programa desarrollado en Excel por este consultor para el cual se analizaron los hidrogramas sintéticos de Snyder, del USBR, de Temez, del SCS y de Williams y Hanna.

En las **tablas 3.23 a 3.26** se muestran las ecuaciones utilizadas por cada uno de estos autores con sus respectivas definiciones.

Tabla 3.23 Hidrograma sintético de Snyder

Hidrograma Unitario sintético de Snyder		
PARAMETROS DE DISEÑO		
$t_L =$	$C_t * (L * L_c)^{0.3}$	
$t_r =$	$t_L / 5.5$	
$t_p =$	$12/11 * t_L$ ó $1/2 * t_r + t_L$	
$t_b =$	$72 + 3 * t_L$	
$Q_p =$	$0.7 * C_p * A / t_p$	
En donde		
$t_L :$	Tiempo de retardo	horas
$C_t :$	Coficiente regional 1.35 - 1.65	
$L :$	Longitud del cauce	km
$L_c :$	Long. del centroide de la cuenca a desembocadura	km
$t_r :$	Duración efectiva de la lluvia	horas
$t_p :$	Tiempo al pico	horas
$t_b :$	Tiempo base del hidrograma	horas
$Q_p :$	Caudal pico	m ³ /s.mm
$C_p :$	Constante regional 0.56 - 0.69	
$A :$	Área de la cuenca	km ²

Fuente: Restauración hidrológico forestal de cuencas y control de erosión, pag 149

Tabla 3.24 Hidrograma unitario triangular del USBR

Hidrograma unitario triangular del USBR		
PARAMETROS DE DISEÑO		
$t_c =$	$0.066 * (L / J^{0.5})^{0.77}$	(Kirpich)
$t_L =$	$0.6 * t_c$	
$t_r =$	$t_c / 4$	
$t_p =$	$t_r / 2 + 0.6 * t_c$	
$t_b =$	$1.335 * t_r + 1.602 * t_c$	ó $2.67 * t_p$
$Q_p =$	$A / (1.8 * t_b)$	
En donde		
$t_c :$	Tiempo de concentración	horas
$L :$	Longitud del cauce	km
$J :$	Pendiente del cauce	m/m
$t_L :$	Tiempo de retardo	horas
$t_r :$	Duración efectiva de la lluvia	horas
$t_p :$	Tiempo al pico	horas
$t_b :$	Tiempo base del hidrograma	horas
$Q :$	Caudal pico	m ³ /s.mm
$A :$	Área de la cuenca en km ²	km ²

Fuente: Restauración hidrológico forestal de cuencas y control de erosión pag 152

Tabla 3.25 Hidrograma triangular de Temez

Hidrograma unitario triangular de TEMEZ		
PARAMETROS DE DISEÑO		
$t_c =$	$0.3 * (L / J^{0.25})^{0.76}$	
$t_r =$	$t_c / 5$	
$t_p =$	$t_r / 2 + 0.35 * t_c$	
$t_b =$	$t_c + t_r$	
$Q =$	$A * E / 1.8 * t_b$	
$E =$	$(P - 0.2 * S)^2 / (P + 0.8 * S)$	
$S =$	$(25400 / CN) - 254$	
En donde		
$t_c :$	Tiempo de concentración	horas
$L :$	Longitud del cauce	km
$J :$	Pendiente del cauce	m/m
$t_r :$	Duración efectiva de la lluvia	horas
$t_p :$	Tiempo al pico	horas
$t_b :$	Tiempo base del hidrograma	horas
$Q :$	Caudal máximo	m ³ /s
$A :$	Area de la cuenca en km ²	km ²
$E :$	Escorrentía neta	mm
$P :$	Precipitación	mm
$S :$	Infiltración potencial máxima	mm
$CN :$	Número de curva según SCS	

Fuente: Restauración hidrológico forestal de cuencas y control de erosión pag. 155

Tabla 3.26 Hidrograma sintético del SCS

Hidrograma unitario sintético del SCS		
PARAMETROS DE DISEÑO		
$t_L =$	$L^{0.8} * (2540 - 22.86 * CN)^{0.7} / [(14.104 * CN^{0.7}) * J^{0.5}]$	CN < 50
$t_L =$	$1/3600 * \sum (L / V)$	CN > 50
$t_c =$	$1.67 * t_L$	
$t_p =$	$t_r / 2 + t_L$	
$t_r =$	t_c	A < 16km ²
$t_r =$	$2 * \text{raiz}(t_c)$	A > 16km ²
$Q_p =$	$0.208 * A / t_p$	
En donde		
$t_L :$	Tiempo de retardo	horas
$L :$	Longitud del cauce	km
$CN :$	Número de curva según SCS	
$J :$	Pendiente del cauce	m/m
$V :$	Velocidad media	m/s
$t_c :$	Tiempo de concentración	horas
$t_p :$	Tiempo al pico	horas
$t_r :$	Duración efectiva de la lluvia	horas
$Q_p :$	Caudal pico	m ³ /s.mm
$A :$	Área de la cuenca en km ²	km ²

* Hidrología aplicada. Ven Te Chow. Pág 236

En las **tablas 3.27, 3.28, 3.29, 3.30, 3.31 y 3.32** se muestran los resultados para todos los puntos de entrada asumidos de acuerdo al análisis de los hidrogramas sintéticos de Snyder, del USBR, de Temez, del SCS y de Williams y Hanna.

Los cálculos de soporte se encuentran en el **Anexo 2-Hidrología Volumen 2 y Volumen 3.**

Tabla 3.27 Caudales de diseño punto de entrada 1 y 2

Periodo de retorno en años	Caudal en m3/s											
	1 - Vahondo a Río Frío						2 - Río Frío a Q. La Iglesia					
	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.
2	61	157	165	212	489	217	65	156	177	258	540	239
5	96	268	259	325	711	332	105	284	291	374	713	353
10	122	336	335	429	927	430	138	362	384	497	934	463
25	171	422	464	572	1,232	572	197	482	552	673	1,238	628
50	188	461	518	662	1,448	655	225	535	624	792	1,471	729
100	215	507	594	741	1,648	741	258	609	715	888	1,673	828
500	251	572	709	986	2,296	963	313	703	883	1,199	2,335	1,086

Fuente: Cálculos del Consultor

Tabla 3.28 Caudales de diseño punto de entrada 3 y 4

Periodo de retorno en años	Caudal en m3/s											
	3 - Q. La Iglesia a Q. Chimitá						4 - Q. Chimita a Q. Cuyamita					
	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.
2	68	160	186	272	547	247	70	163	192	278	547	250
5	112	294	310	394	713	365	115	300	321	408	713	371
10	146	375	407	520	934	476	149	380	418	533	934	483
25	209	501	575	698	1,238	644	211	517	589	713	1,238	653
50	237	559	658	827	1,476	751	241	576	681	850	1,476	765
100	269	672	743	920	1,681	857	272	687	761	939	1,681	868
500	329	737	923	1,245	2,335	1,114	337	762	961	1,274	2,335	1,134

Fuente: Cálculos del Consultor

Tabla 3.29 Caudales de diseño punto de entrada 5 y 6

Periodo de retorno en años	Caudal en m3/s											
	5 - Q. Cuyamita a Q. Nápoles						6 - Q. Nápoles a Q. Nariño y Argelia					
	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.
2	71	164	194	283	547	252	71	163	196	285	547	252
5	117	302	325	409	713	373	118	300	326	410	713	374
10	150	384	420	535	934	485	152	385	423	538	934	486
25	212	523	591	714	1,238	656	212	527	596	716	1,238	658
50	246	585	687	854	1,476	770	246	591	692	857	1,476	772
100	274	701	772	942	1,681	874	275	702	774	945	1,681	875
500	339	763	965	1,279	2,335	1,136	343	773	973	1,286	2,335	1,142

Fuente: Cálculos del Consultor

Tabla 3.30 Caudales de diseño punto de entrada 7 y 8

Periodo de retorno en años	Caudal en m3/s											
	7 - Q. La Argelia a Q. Las Navas						8 - Q. Las Navas a Q. Chapinero					
	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.
2	72	166	197	288	547	254	72	169	198	289	547	255
5	118	299	328	410	713	374	118	299	332	410	713	374
10	153	382	424	541	934	487	153	383	431	542	934	489
25	212	534	598	716	1,238	660	212	534	600	716	1,238	660
50	247	595	698	859	1,476	775	247	600	705	866	1,476	779
100	275	709	777	948	1,681	878	274	715	780	953	1,681	881
500	346	776	980	1,290	2,335	1,145	346	797	987	1,307	2,335	1,154

Fuente: Cálculos del Consultor

Tabla 3.31 Caudales de diseño punto de entrada 9 y 10

Periodo de retorno en años	Caudal en m3/s											
	9 - Q. Chapinero a Q. La Picha						10 - Q. La Picha a Río Suratá					
	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.
2	73	169	199	290	547	255	73	169	203	295	547	257
5	118	301	335	410	713	376	119	301	337	411	713	376
10	153	384	434	543	934	490	154	384	437	545	934	491
25	212	551	602	716	1,238	664	210	551	604	716	1,238	664
50	247	604	709	872	1,476	782	248	606	712	877	1,476	784
100	274	716	783	959	1,681	882	272	716	786	962	1,681	883
500	346	799	1,003	1,317	2,335	1,160	349	805	1,011	1,323	2,335	1,164

Fuente: Cálculos del Consultor

Tabla 3.32 Caudales de diseño punto de entrada 11

Periodo de retorno en años	Caudal en m3/s					
	11- Río Lebrija					
	Snyder	USBR	Temez	SCS	Williams Hann	Q Prom.
2	74	172	222	295	547	262
5	124	317	378	457	713	398
10	161	416	497	602	934	522
25	225	589	702	757	1,238	702
50	266	674	831	938	1,476	837
100	300	793	940	1,053	1,681	953
500	387	963	1,218	1,461	2,335	1,273

Fuente: Cálculos del Consultor

En los tramos finales (Sectores 4 a 10), los caudales de diseño se mantienen aproximadamente constantes. Y aún en algunos casos disminuye, dado que en la mayoría de las fórmulas teóricas se le da gran énfasis al concepto de área de la cuenca y en estos tramos al tener únicamente como área afluyente adicional la correspondiente a zonas parciales de la Meseta de Bucaramanga, cuya área se considera insignificante en comparación con el área total de la cuenca, el valor global del área se mantiene constante mientras que por otra parte va disminuyendo la intensidad de la lluvia, producto de un tiempo de recorrido cada vez mayor.

Para efecto de cálculo, se ha previsto que el caudal aguas abajo, en el peor de los escenarios, se mantenga igual al encontrado aguas arriba.

Este procedimiento se adoptó para los resultados mostrados en las tablas 3.27 a 3.32

3.6 SELECCIÓN DEL MÉTODO A EMPLEAR

A raíz de los sucesos del 11 de Febrero de 2005, la CDMB a través de un consultor externo realizó un patronamiento del Río de Oro en el sector comprendido entre Vahondo y el Café Madrid asignándose en aquel estudio al Río de Oro un caudal en Vahondo comprendido entre 400 y 668 m³/s con una determinación de 37 años como período de retorno, lo que equivale para un período de retorno de 50 años, a caudales entre 657 y 797 m³/seg de acuerdo con la metodología propuesta por Gradex en el mismo estudio (Diagnostico de las amenazas de inundación y erosión en el río de oro (volumen 3 – modelaciones hidrológicas e hidráulicas (Geotecnología Ltda) Pág. 107 a 111)

Estos valores fueron consecuentes con los encontrados por este Consultor para la zona del Parque Industrial de Bucaramanga en donde se obtuvieron valores aproximados de 800 m³/s para la misma tormenta.

Este punto de partida, nos permite detectar un valor similar en dicho punto, para un período de retorno de 50 años, para los caudales calculados según el método de SCS (662 m³/s) Otros métodos como Snyder (188 m³/s), USBR (461 m³/s) y Témez (518 m³/s) nos colocan con valores inferiores y el de William y Hann (1448 m³/s) con valor muy superior. El valor obtenido según el método SCS corresponde igualmente al caudal promedio del obtenido por todos los métodos calculados.

Analizando todos los anteriores considerandos, hemos optado por utilizar para efecto de estimaciones de caudal el método del **SCS**, cuyos valores para diferentes períodos de retorno se muestran en **la tabla 3.33**. Los sectores en consideración se referencian como:

Sector 1. Vahondo – Confluencia con Río Frío

Sector 2. Confluencia con Río Frío – Confluencia con Quebrada La Iglesia

Sector 3. Confluencia con Quebrada La Iglesia – Confluencia con Quebrada Chimitá

Sector 4. Confluencia con Quebrada Chimitá – Confluencia con Quebrada Cuyamita

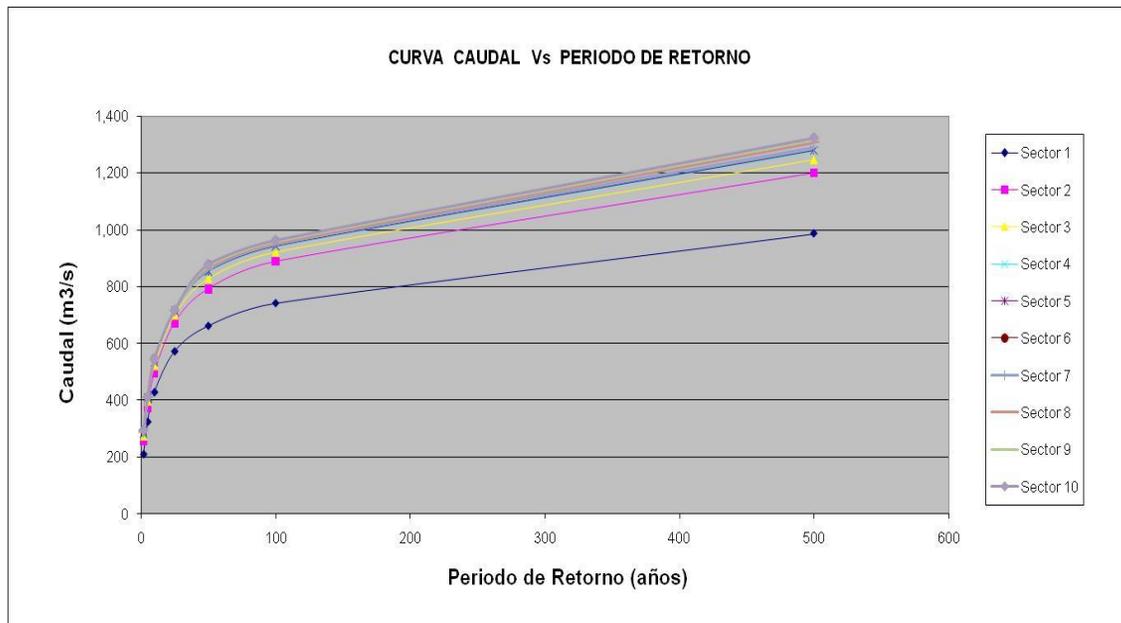
Sector 5. Confluencia con Quebrada Cuyamita – Confluencia con Quebrada Nápoles

Sector 6. Confluencia con Quebrada Nápoles – Confluencia con Quebrada La Argelia
Sector 7. Confluencia con Quebrada La Argelia – Confluencia con Quebrada Las Navas
Sector 8. Confluencia con Quebrada Las Navas – Confluencia con Quebrada Chapinero
Sector 9. Confluencia con Quebrada Chapinero – Confluencia con Quebrada La Picha
Sector 10. Confluencia con Quebrada La Picha – Confluencia con Río Surató
Sector 11. Río Lebrija

Tabla 3.33 Caudales de diseño del Río de Oro

Periodo de retorno en años/Sector	Caudal en m3/s										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	212	258	272	278	283	285	288	289	290	295	295
5	325	374	394	408	409	410	410	410	410	411	457
10	429	497	520	533	535	538	541	542	543	545	602
25	572	673	698	713	714	716	716	716	716	716	757
50	662	792	827	850	854	857	859	866	872	877	938
100	741	888	920	939	942	945	948	953	959	962	1,053
500	986	1,199	1,245	1,274	1,279	1,286	1,290	1,307	1,317	1,323	1,461

Fuente: Consultor

FIGURA 3.1 Caudales de diseño para diferentes períodos de retorno

Fuente: Consultor

4. HIDRAULICA DE INUNDACION

Con base en el caudal de diseño para el Río de Oro obtenido en el capítulo 3 para los distintos períodos de retorno, mediante el programa Hec Ras en su versión 3.1.3, desarrollado por el U.S. Army Corps of Engineers, alimentado por la topografía de la zona en análisis y la determinación en campo del coeficiente de Manning, se determinaron los niveles de inundación.

La topografía se tomó mediante la modalidad de secciones transversales del cauce con una periodicidad de cada 25 metros para la zona urbana y de 50 metros en la zona rural.

El coeficiente de Manning se calculó con base en la metodología sugerida por Ven T Chow en su libro "Hidráulica de canales abiertos". Para su determinación se incorporan condiciones del canal tales como Material, Grado de irregularidad, Variaciones de la sección transversal, Efecto relativo de las obstrucciones, Vegetación y Grado de los efectos por meandros.

4.1 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

El valor de n dentro de un canal es muy variable y depende de un cierto número de factores que se describen a continuación.

- *Rugosidad superficial:* Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. En general, granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo de n , y granos gruesos, un valor alto de n . Los cantos rodados grandes a menudo se concentran en el fondo de la corriente, haciendo que este sea más rugoso que sus bancas e incrementando el valor de n para los niveles bajos
- *Vegetación:* Puede considerarse como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende por completo de la altura, la densidad, la distribución y el tipo de vegetación.
- *Irregularidad del canal:* Las irregularidades del canal incluyen irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma de esta a lo largo del canal. En canales naturales, tales irregularidades por lo general son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena, crestas y depresiones y fosos y montículos en el lecho del canal. En general un cambio gradual y uniforme en la sección transversal o en su tamaño y forma no produce efectos apreciables en el valor de n , pero cambios abruptos o alternaciones de secciones grandes y pequeñas requieren el uso de un valor grande de n .

- *Alineamiento del canal:* Curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto que curvas bruscas con meandros severos incrementarán el n . La curvatura puede inducir la acumulación de material flotante y, por consiguiente, incrementar indirectamente el valor de n .
- *Sedimentación y socavación:* La sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario e incrementar el n . Sin embargo, el efecto dominante de la sedimentación dependerá de la naturaleza del material depositado. La cantidad y uniformidad de la socavación dependerán del material que conforma el perímetro mojado, Así, un lecho de arena o de gravas se erosionará más uniformemente que un lecho de arcillas. La energía utilizada para erosionar y mover el material en suspensión o por saltación a lo largo del lecho también incrementará el valor de n . El efecto de la socavación no es importante siempre y cuando la erosión del lecho de la canal causada por velocidades altas progrese igual y uniformemente.
- *Obstrucción:* La presencia de obstrucciones de troncos, de pilas de puente y estructuras similares tiende a incrementar el n . La magnitud de este aumento depende de la naturaleza de las obstrucciones, de su tamaño, forma, número y distribución.
- *Tamaño y forma del canal:* No existe evidencia definitiva acerca del tamaño y la forma del canal como factores importantes que afecten el valor de n .
- *Nivel y caudal:* En la mayoría de las corrientes el valor de n disminuye con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua es poco profunda, las irregularidades del fondo del canal quedan expuestas y sus efectos se vuelven pronunciados. Sin embargo, el valor de n puede ser grande en niveles altos si las bacas está cubiertas por pastos o son rugosas. Cuando el caudal es muy alto, la corriente puede rebosar sus bancas y una parte del flujo se localizará en la planicie de inundación y allí el n por lo general es mayor que el del canal en sí y su magnitud depende de la condición superficial o de la vegetación.
- *Cambio estacional:* Debido al crecimiento estacional de plantas acuáticas, hierbas, malezas, sauces y árboles en el canal o en las bancas, el valor de n puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación inactiva. Este cambio estacional puede producir cambios en otros factores.
- *Material en suspensión y carga de lecho:* El material en suspensión y la carga de lecho, ya sea en movimiento o no, consumirá energía y causará una pérdida de altura e incrementará la rugosidad aparente del canal.

A partir del reconocimiento de varios factores primordiales que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n el cual puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$n = (n_m + n_i + n_v + n_o + n_{ve}) * m_m$$

Donde:

n_m : valor básico de n para canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados

n_i : valor que debe agregarse a n_m para corregir el efecto de las rugosidades superficiales

n_v : valor para considerar las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal

n_o : valor para considerar las obstrucciones

n_{ve} : valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo

m_m : factor de corrección de los efectos por meandros en el canal

Los valores apropiados de n_m , n_i , n_v , n_o , n_{ve} y m_m pueden seleccionarse de la **tabla 4.1**

Tabla 4.1 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan

Condiciones del canal		Valores
nm1	Para canales en tierra	0.020
nm2	Para canales en roca cortada	0.025
nm3	Para canales en grava fina	0.024
nm4	Para canales en grava gruesa	0.028
nm5	Para canales en tierra arenosa	0.023
ni1	Irregularidad de sección: liso	0.000
ni2	Irregularidad de sección: menor	0.005
ni3	Irregularidad de sección: moderada	0.010
ni4	Irregularidad de sección: severa	0.020
nv1	Variación entre secciones: gradual	0.000
nv2	Variación entre secciones: alternante ocasional	0.005
nv3	Variación entre secciones: frecuentemente alterna	0.010
nv4	Variación entre secciones: muy frecuente alterna	0.015
no1	Obstrucciones: despreciable	0.000
no2	Obstrucciones: menor	0.012
no3	Obstrucciones: apreciable	0.025
no4	Obstrucciones: severa	0.055
nve1	Vegetación : Nula	0.000
nve2	Vegetación : Baja	0.007
nve3	Vegetación : Media	0.017
nve4	Vegetación : Alta	0.037
nve5	Vegetación : Muy alta	0.075
mm1	Cantidad de meandros: Menor	1.000
mm2	Cantidad de meandros: Apreciable	1.150
mm3	Cantidad de meandros: Severa	1.300

Al establecer el valor de n_i , se considera que el grado de irregularidad es *liso* para superficies comparables con el mejor obtenible en los materiales involucrados; *menor* para canales artificiales bien dragados, con taludes laterales ligeramente erosionados o socavados en canales artificiales o canales de drenaje; *moderado* para canales mediana a pobremente dragados, taludes laterales moderadamente derrumbados o erosionados de canales artificiales o canales de drenaje; y *severos* para bancas muy derrumbadas de cauces naturales o con taludes laterales muy erosionados o muy derrumbados en canales artificiales o canales de drenaje, y canales artificiales excavados en roca con superficies deformes, con entrantes y salientes e irregulares

Al establecer el valor de n_v , se considera que el carácter de las variaciones en tamaño y forma de la sección transversal es *gradual* cuando el cambio en el tamaño o en la forma ocurre de manera gradual, *alternante ocasional* cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan ocasionalmente o cuando los cambios en la forma causan el cambio de la corriente principal de un lado a otro, y *frecuentemente alterna* cuando las secciones grandes y pequeñas se alternan con frecuencia o cuando los cambios en la forma causan frecuentes cambios de la corriente principal de un lado a otro.

Al establecer el valor de n_o se consideran la presencia y las características de obstrucciones como depósitos de basura, palos, raíces expuestas, cantos rodados y troncos caídos y atascados. Para juzgar el efecto relativo de las obstrucciones se debe considerar hasta qué punto las obstrucciones ocupan o reducen el promedio del área mojada, la naturaleza de las obstrucciones y la posición y el espaciamiento, transversal y longitudinal, de las obstrucciones en el tramo bajo consideración.

Al establecer el valor de n_{ve} se considera el grado del efecto de la vegetación:

- Bajo:** para condiciones comparables a lo siguiente:
- Crecimientos densos de pastos o malezas flexibles donde la profundidad promedio de flujo es de dos a tres veces la altura de la vegetación.
 - Varas flexibles de planta jóvenes donde la profundidad promedio de flujo es de tres a cuatro veces la altura de la vegetación.
- Medio:** para condiciones comparables a las siguientes:
- Césped cuando la profundidad promedio de flujo es una a dos veces la altura de la vegetación.
 - Pastos con tallo, maleza o plantas jóvenes con cubierta moderada cuando la profundidad promedio de flujo es de dos a tres veces la altura de la vegetación.
 - Crecimientos de matorrales, moderadamente densos, a lo largo de los taludes laterales de un canal sin vegetación importante a lo largo del fondo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.
- Alto:** para condiciones comparables a las siguientes:
- Prados de césped cuando la profundidad promedio es mas o menos igual a la altura de la vegetación.
 - Plantas jóvenes con crecimiento intermedio de malezas y matorrales, sin vegetación en el follaje, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.

- Muy alto:*
- Matorrales con intercalaciones de algunas malezas con follaje completo a lo largo de los taludes laterales sin vegetación importante a lo largo del fondo del canal, cuando el radio hidráulico es mayor que 2 pies.
- para condiciones comparables a las siguientes:
- Pastos cuando la profundidad promedio del flujo es menor que la mitad de la altura de la vegetación.
 - Matorrales con crecimientos intercalados de malezas con follaje completo a lo largo de los taludes laterales o crecimientos densos de plantas de hojas anchas en el fondo del canal, con cualquier valor de radio hidráulico hasta 10 o 15 pies.
 - Árboles en la estación de crecimiento con intercalaciones de malezas y matorrales, todos con follaje completo, con cualquier valor de radio hidráulico hasta 10 o 15 pies.

Al establecer el valor de m_m el grado de los efectos por meandros depende de la relación entre la longitud con meandros y la longitud recta del tramo del canal. Los meandros se consideran *menores* para relaciones de 1 a 1.2, *apreciables* para relaciones de 1.2 a 1.5, y *severos* para relaciones de 1.5 y mayores.

En las **fotografías 4.1 a 4.12** se muestran secciones típicas del Río.



Foto 4.1 Río de Oro aguas abajo desde la batea de Vahondo. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.040



Foto 4.2 Río de Oro sector entre cr. 29 calle 10-10B a Arenales Campestre. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.055



Foto 4.3 Río de Oro sector puente peatonal el Gallineral. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038



Foto 4.4 Río de Oro sector puente peatonal antigua batea y puente vehicular Lengerke. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.050



Foto 4.5 Río de Oro sector Confluencia Río Frío a calle 31. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.063



Foto 4.6 Río de Oro sector puente vehicular Rincón de Girón a Brisas del Río. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038



Foto 4.7 Río de Oro aguas sector Puente vehicular Flandes. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.050



Foto 4.8 Río de Oro sector Barrio Convivir y Barrio Carlos Pizarro. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.044



Foto 4.9 Río de Oro sector Zona Industrial. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038



Foto 4.10 Río de Oro sector Puente peatonal sector Almacafé. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.044



Foto 4.11 Río de Oro sector Puente peatonal sector Baldosines el Sol. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.05



Foto 4.12 Río de Oro sector Puente vehicular Antonio Nariño hacia Café Madrid. Con un "n" de Manning calculado en el cauce de 0.038

Estos componentes del coeficiente se valoran de acuerdo con las diversas opciones para cada una de las condiciones señaladas, como se muestra en la **tabla 4.1**.

4.2 ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD POR SECCIONES

De acuerdo con la metodología anteriormente planteada y mediante investigación de campo se seleccionaron para las distintas secciones topográficas los coeficientes de Manning para cada una de ellas, determinando su valor para el cauce principal y la planicie de inundación.

En el **Anexo 2-Hidrología Volumen2**, se muestran los distintos coeficientes de rugosidad adoptados para toda la cuenca en estudio.

4.3 ESTRUCTURAS EN EL RIO

Con el objeto de establecer pasos tanto vehiculares como peatonales entre las dos márgenes del Río, se han construido en el pasado estructuras sobre él, las cuales pueden catalogarse como puentes vehiculares, puentes peatonales y bateas vehiculares.

Existen 13 estructuras de este tipo de las cuales 6 corresponden a puentes vehiculares, 7 son puentes peatonales.

En la tabla 4.2 se muestran las abscisas de localización, con referencia a la poligonal base de topografía. Y en las fotografías 4.3.1 a 4.3.13 se muestran estas estructuras.

Tabla 4.2 Datos topográficos de estructuras existentes sobre el Río de Oro

No.	Descripción	Abscisa
1	Puente vehicular Llano Grande	K0+230.23
2	Puente peatonal Sector Arenales	K0+525
3	Puente peatonal Sector Gallineral	K2+241.82
4	Puente peatonal Antigua Batea	K2+375
5	Puente vehicular Lengerke	K2+555.4
6	Puente vehicular Rincón de Girón - Poblado	K2+578.2
7	Puente vehicular Flandes	K4+700
8	Puente peatonal Sector Almacafé	K9+240.20
9	Puente peatonal Sector Baldosines el Sol	K11+017
10	Puente peatonal Sector Q. Las Navas	K12+380.52
11	Puente peatonal Sector Q. La Picha	K13+979.37
12	Puente vehicular Antonio Nariño	K14+436.5
13	Puente vehicular Café Madrid	K16+430.50

Fuente: Consultor



Foto 4.13 Río de Oro. Puente Vehicular Llano Grande (En construcción)



Foto 4.14 Río de Oro. Puente Peatonal Arenales.

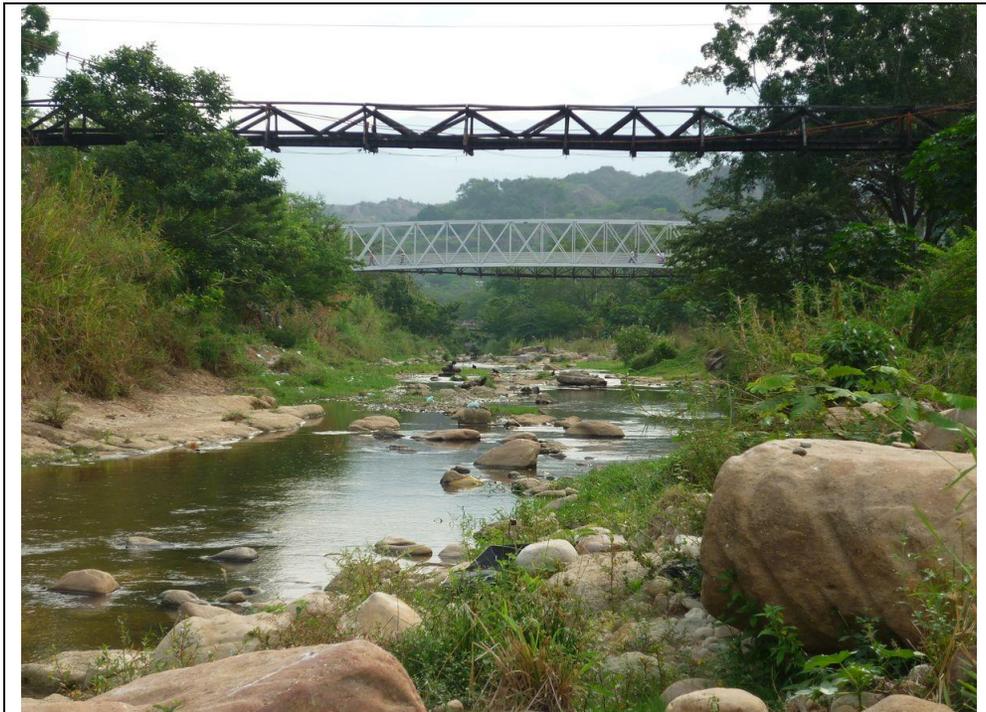


Foto 4.15 Río de Oro. Puente Peatonal El Gallineral



Foto 4.16 Río de Oro. Puente Peatonal Antigua Batea



Foto 4.17 Río de Oro. Puente Vehicular Lengerke



Foto 4.18 Río de Oro. Puente Vehicular Rincón de Girón



Foto 4.19 Río de Oro. Puente Vehicular Flandes (En construcción)



Foto 4.20 Río de Oro. Puente Peatonal Sector Almacafé



Foto 4.21 Río de Oro. Vista desde Puente Peatonal Sector Baldosines el Sol



Foto 4.22 Río de Oro. Puente Peatonal Sector Las Navas



Foto 4.23 Río de Oro. Puente Peatonal Sector La Picha



Foto 4.24 Río de Oro. Puente vehicular Antonio Nariño

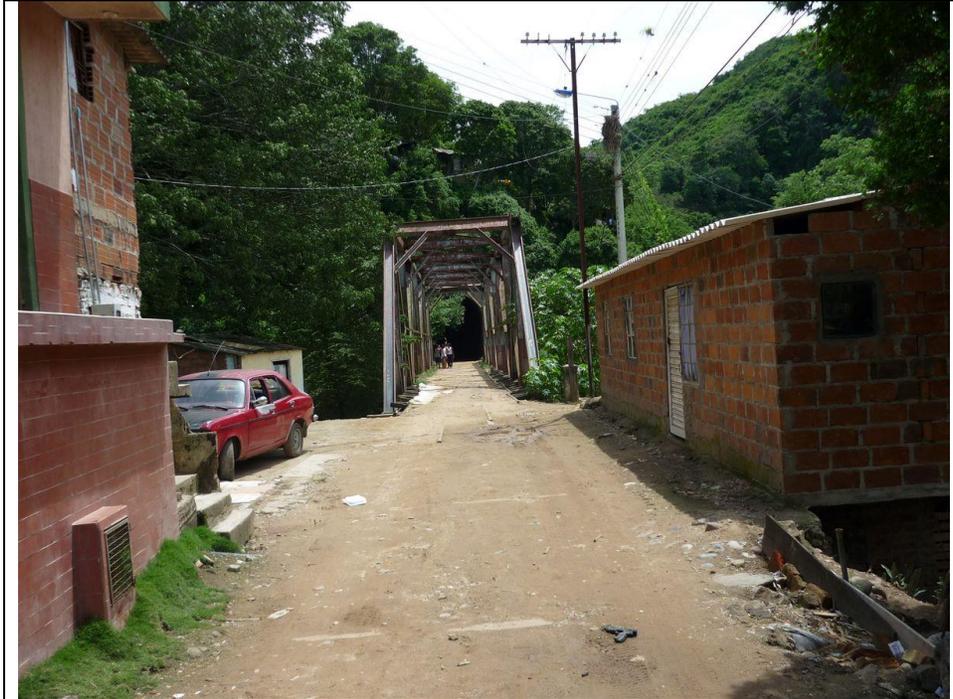


Foto 4.25 Río de Oro. Puente vehicular Café Madrid

5. DINAMICA FLUVIAL

La dinámica fluvial proporciona un conocimiento de las características físicas de los ríos que son de utilidad para el análisis de intervenciones en ellos.

La diversidad de los ríos es virtualmente infinita porque no existen dos lugares iguales en clima, relieve, geología, hidrología etc. Sin embargo, existen algunas características morfológicas frecuentes e importantes que merecen atención.

5.1 MORFOLOGÍA FLUVIAL

Para propósitos de una intervención en el cauce se requiere en forma prioritaria conocer acerca de su alineamiento.

En la naturaleza es muy raro encontrar cauces rectos y regulares. En cambio se distinguen dos morfologías fluviales típicas. La primera es el cauce trezado que corresponde a un cauce muy ancho, compuesto por multiplicidad de cauces menores entrelazados o trezados, dejando islas entre sí al unirse y separarse. Son cauces inestables en el sentido de que una creciente puede cambiarlos considerablemente. En este sentido se dice que son divagantes, porque un brazo principal puede encontrarse tan pronto en un lugar como en otro. Su presencia se asocia a una gran capacidad de transporte sólido.

La segunda morfología típica es la de un cauce sinuoso o con meandros. El cauce es único pero forma curvas. Se ha observado en laboratorio que una corriente de agua y sedimento que circula sobre un cauce aluvial recto da lugar a meandros a partir de la mínima imperfección de la alineación recta o por una causa externa accidental. La ondulación en planta se acompaña de una asimetría en las secciones transversales ya que el calado es mayor junto a la orilla cóncava o exterior y menor junto a la orilla convexa o interior.

5.2 GEOMETRIA HIDRAULICA DEL RIO

Si se le permiten todos sus grados de libertad, el río es una corriente de agua que forma su cauce ajustando libremente la anchura, el calado y la planta. El problema de predecir o deducir esta geometría a ocupado a muchos investigadores. Se cuenta con observaciones relativamente sencillas de las características geométricas de los ríos que sugieren relaciones empíricas entre ellas.

La primera relación empírica de interés es que en condiciones un río forma un cauce trezado o un cauce único meandriforme. La relación:

$$S * Q^{0.44} = 0.0116$$

Donde

S = Pendiente

Q = Caudal dominante en m³/s

(Período de retorno entre 1,5 y 7 años, acercándose al valor mayor en cuanto mayor sea la irregularidad hidrológica)

Establece una frontera entre una y otra morfología. Si es mayor de 0.0116 el río es trezado.

Para los distintos tramos en que se ha dividido el sector de Río en estudio y para el caudal con período de retorno de 5 años, se muestran los valores $S * Q^{0.44}$ en la **tabla 5.1**.

Tabla 5.1 Valores calculados de $S * Q^{0.44}$ para los tramos en estudio

Sección	$S * Q^{0.44}$
Vahondo - Río Frío	0.071
Río Frío - Q. La Iglesia	0.073
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	0.083
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	0.093
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	0.059
Q. Nápoles - Q. Argelia	0.091
Q. Argelia - Q. Las Navas	0.107
Q. Las Navas - Q. Chapinero	0.099
Q. Chapinero - Q. La Picha	0.073
Q. La Picha - Río Suratá	0.081

Fuente: Cálculos del Consultor

Esto indica que la tendencia natural del Río es ser de condición trezado.

En los ríos de meandros se aceptan como significativas, pese a la lógica dispersión de los datos de campo, algunas relaciones empíricas entre la longitud de onda de la forma l , su amplitud a , el caudal Q y la anchura del cauce B . La longitud l es de siete a once veces la anchura del río B . y la amplitud a es unas tres veces la anchura B , aunque esta última relación tiene menos fundamento debido a que cambia durante la evolución de un meandro mientras que por el contrario l puede permanecer invariable.

Finalmente l es proporcional a $Q^{0.5} / D^{0.3}$

Por otra parte examinado las dimensiones de las secciones transversales de los ríos se ha encontrado que la anchura B es proporcional a la raíz cuadrada del caudal

$$B = C * Q^{0.5}$$

Para los anteriores conceptos la expresión de caudal se refiere al caudal dominante que es el caudal que da lugar a la geometría hidráulica que se estudia.

Esto significa reconocer que la geometría del cauce es consecuencia del caudal y mas concretamente que si una geometría es permanente se debe a que ciertos caudales por su magnitud, por su frecuencia o por una combinación de ambas cosa se convierten en los caudales determinantes.

En este orden de ideas el caudal que llena el cauce principal desarrolla la mayor o mas importante acción modeladora sobre el cauce, puesto que un caudal mayor es menos frecuente y sobre todo apenas incrementa su acción en términos de velocidad y capacidad de arrastre y por ello se denomina caudal dominante.

En la **tabla 5.2** se muestran comparativamente las variaciones de velocidad en diferentes tramos del Río de Oro para períodos de retorno de 5 y 100 años.

Tabla 5.2 Variaciones de velocidad por tramos en estudio

Velocidad en m/s		
Sección	5 años	100 años
Vahondo - Río Frío	3.47	4.05
Río Frío - Q. La Iglesia	3.25	3.53
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	3.77	4.69
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	3.67	4.69
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	2.27	2.73
Q. Nápoles - Q. Argelia	3.17	3.65
Q. Argelia - Q. Las Navas	3.71	4.40
Q. Las Navas - Q. Chapinero	2.89	3.60
Q. Chapinero - Q. La Picha	3.21	3.80
Q. La Picha - Río Suratá	3.64	4.40

Fuente: Cálculos del Consultor

Según unos autores es un caudal que se da dos veces por año, para otros el caudal con período de retorno de 1,4, 2 o 2,33 años. Para la hidrología irregular de nuestra región se cree una mejor correspondencia con el caudal entre 2 y 7 años, en consonancia con su similar área mediterránea europea. Se ha adoptado entonces el caudal dominante para propósitos del presente estudio, como aquel que presenta un período de retorno de 5 años.

En la **tabla 5.3** se muestran los caudales de diseño para períodos de retorno de 5 y 100 años.

Tabla 5.3 Caudales de diseño para períodos de retorno de 5 y 100 años

Caudal en m ³ /s		
Sección	5 años	100 años
Vahondo - Río Frío	325	741
Río Frío - Q. La Iglesia	374	888
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	394	920
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	408	939
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	409	942
Q. Nápoles - Q. Argelia	410	945
Q. Argelia - Q. Las Navas	410	948
Q. Las Navas - Q. Chapinero	410	953
Q. Chapinero - Q. La Picha	410	959
Q. La Picha - Río Suratá	411	962

Fuente: Cálculos del Consultor

5.3 ENCAUZAMIENTO DEL RIO

Un encauzamiento es cualquier arreglo o intervención que toma un tramo de río como su objeto de actuación primordial.

Los objetivos posibles de un encauzamiento son:

1. La protección frente a las inundaciones, es decir, impedir o dificultar que el territorio se inunde. Este es un objetivo dictado por la presión del daño económico y sobre la vida humana que causa la inundación.
2. La protección de las márgenes del río es decir impedir la destrucción del terreno en función de su valor económico.
3. La fijación de un cauce estable para el río lo cual significa poder asegurar que el río discurrirá en el futuro de modo permanente por dicho cauce.
4. La mejora de las condiciones de desagüe, en particular el aumento de la capacidad de desagüe esto es asegurar que el mayor caudal de agua pase en las condiciones deseadas.
5. La recuperación de los valores naturales de un río, o sea, conseguir que un río vuelva a tener unos espacios de valor natural o recreativo.

5.4 EFECTOS DE UN ENCAUZAMIENTO

Al lado de los objetivos que se persiguen mediante un encauzamiento hay que colocar los efectos que se siguen de estas intervenciones. Para entender los efectos hay que comprender que los ríos son sistemas dinámicos es decir que ellos producen cambios o modificaciones generalmente a mediano o largo plazo como consecuencia de las acciones exteriores. Los cambios son posibles porque los contornos aluviales no son fijos sino móviles tanto en sentido vertical como horizontal. Funcionalmente un cauce es la vía

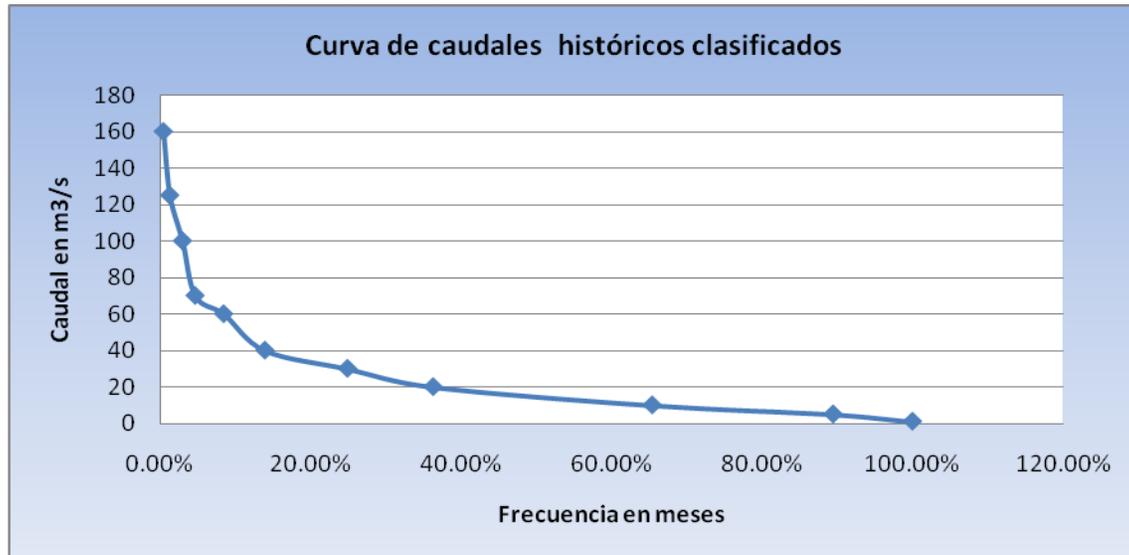
de circulación de un caudal de agua acompañado de material sólido. Cuando este último no circula en equilibrio tienen lugar sedimentaciones o erosiones que van produciendo los cambios del contorno. Por esta razón puede decirse que el ritmo de los cambios es función de la cantidad de material que transporta el río.

Para evaluar los efectos de un encauzamiento se requiere saber cuando estos son inconvenientes. Sobresalen en ello dos procesos destacados y dinámicamente opuestos.

1. Proteger frente a las inundaciones en regiones planas próximas a la desembocadura del río puede dar lugar a extraños efectos. La tendencia normal de un río es formar un delta y con ello aumentar su longitud. La disminución de la pendiente que esto implica explica la tendencia a la sedimentación en el cauce y esta subida del fondo del cauce activa su desbordamiento y la sedimentación en toda la llanura de inundación que sube por tanto al mismo ritmo que el fondo del cauce principal. Cuando se encauza el río para proteger contra inundaciones se reduce de tal manera la superficie de sedimentación que la elevación del fondo se acelera elevando cada vez más el fondo de este con respecto a la llanura de inundación vecina.
2. Estabilizar con tendencia a hacer navegable un cauce trezado ha conducido a efectos dañinos. Para estabilizar el río y aumentar su calado se fuerza al agrupamiento o concentración de los brazos. El aumento del caudal en el brazo principal provoca la erosión del cauce es decir la incisión y afianzamiento de tal brazo. Si la acción exterior es desmedida el descenso del fondo puede ser importante especialmente en su cauce superior.

5.5 *CONDICIONANTES DE UN CAUCE ESTABLE*

Caudales bajos, altos y de avenida el caudal de un río es siempre variable. La mayor parte del año se da un caudal pequeño o mediano en una franja de variación relativamente estrecha mientras que en un reducido número de días se observan caudales elevados. Este hecho se refleja en la forma característica de la curva de caudales clasificados o curva de frecuencia de caudales como la que se muestra para el Río de Oro en el sitio de Vahondo, entre los años 1971 a 2000.

FIGURA 5.1. Curva de caudales históricos clasificados

Fuente: Consultor

Los caudales bajos y altos se diferencian en primer lugar por su permanencia. En segundo lugar unos y otros tienen en general condiciones de equilibrio diferentes. Al aumentar el caudal crecen tanto el caudal líquido como el sólido con una pendiente de equilibrio que puede ser mayor o menor que la del caudal bajo. Si el río tiene una pendiente pequeña o un transporte sólido pequeño el régimen de caudal alto puede tender a una pendiente menor que el régimen de caudal bajo, mientras que por el contrario en un río de gran pendiente o gran transporte de sólidos, el régimen de caudal alto puede tender a una pendiente mayor que la del caudal bajo. En tercer lugar, los caudales altos y bajos se diferencian por su sinuosidad.

En este caso las aguas altas tienden a una menor sinuosidad, es decir a circular en dirección más recta que los caudales bajos.

El cauce principal es aquel por el que circulan los caudales bajos y altos. Es el cauce en sentido morfológico. Este cauce puede desempeñar un papel importante durante la circulación de las avenidas esto es la de los sucesos extraordinarios con caudales que desbordan el cauce principal. Como zona más profunda, puede ser donde se dé una mayor velocidad y así constituirse en una especie de brazo vivo o eje del río. Pero también en ríos aluviales, las erosiones y deposiciones de una crecida puede desbaratar o colmatar un cauce de caudal alto preexistente y originar uno nuevo.

La creciente tiene una capacidad de transporte de sólido de fondo, con la posible consecuencia de unos movimientos transitorios generales del fondo que representan una erosión y acaben en un relleno del cauce de caudal alto.

Si la creciente, en virtud del mecanismo anterior, llega a anular la diferencia entre el cauce principal preexistente y el resto de llanura de inundación, la bajada de las aguas

puede traer la incisión de otro u otros pequeños cauces preferentes en lugares distintos, y uno de ellos puede pasar a ser el cauce de caudal alto y en el futuro el brazo vivo o cauce principal del río.

Así se explica que el cauce de caudal alto y sus posibles modificaciones cumpla un papel importante en los cambios de cauce principal y que exista el interés para la estabilidad general en tener un cauce de caudal alto permanente y estable, como lugar más profundo de la sección y verdadero elemento director o eje del río. En la medida de su estabilidad, de su adecuación a la dirección de la avenida y de la magnitud de esta puede esperarse que funcione como brazo vivo y permanezca como cauce principal al descender las aguas. Dentro de este cauce puede ser también interesante la fijación de un cauce de caudal bajo si este amenaza por erosión lateral la integridad del cauce principal.

5.5.1 Teoría del régimen

La teoría del régimen es una síntesis de conocimientos empíricos aplicable a la estabilidad de cauces en ríos que transportan sedimento. Su origen está en la observación de canales de regadío no revestidos en la India que se han mantenido o evolucionado hacia cauces estables a lo largo del tiempo, transportando agua con cierta carga de sedimento. La teoría refleja el acomodo o equilibrio dinámico del caudal sólido, el caudal líquido y la geometría hidráulica. Este equilibrio se llama régimen.

Por su origen en canales, la teoría se hará con toda propiedad a un río si el agua circula en régimen lento, el caudal es permanente, el cauce es ancho $B/y > 3$ y el material sólido transportado es fino. Estas condiciones indican que la teoría será aplicable especialmente a ríos de llanura.

Para nuestro proyecto el río cumple las condicionantes de aplicabilidad como se muestra en la **tabla 5.4**.

Tabla 5.4 Condicionantes de aplicabilidad en el Río de Oro

Condiciones de Río		
Sección	No. Froude	B/Y
Vahondo - Río Frío	0.54	10
Río Frío - Q. La Iglesia	0.50	19
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	0.61	16
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	0.67	30
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	0.42	66
Q. Nápoles - Q. Argelia	0.60	51
Q. Argelia - Q. Las Navas	0.69	39
Q. Las Navas - Q. Chapinero	0.57	28
Q. Chapinero - Q. La Picha	0.57	14
Q. La Picha - Río Suratá	0.66	28

Fuente: Cálculos del Consultor

Las observaciones indicadas llevó a Kennedy en 1895 a proponer una ecuación de régimen que relaciona la velocidad media (V) y el calado (Y) de los canales estables

expresada como

$$V = a * Y^{0.64}$$

Con:

V en m/seg.

Y en metros

a con valores entre 0.50 y 0.60 con valores de 0.50 para arena fina y 0.60 para arena gruesa.

Tabla 5.5 Valores de a para los tramos en estudio

Sección	$a = V/Y^{0.64}$
Vahondo - Río Frío	1.23
Río Frío - Q. La Iglesia	1.21
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	1.47
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	1.59
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	1.01
Q. Nápoles - Q. Argelia	1.44
Q. Argelia - Q. Las Navas	1.71
Q. Las Navas - Q. Chapinero	1.34
Q. Chapinero - Q. La Picha	1.35
Q. La Picha - Río Suratá	1.61

Fuente: Cálculos del Consultor

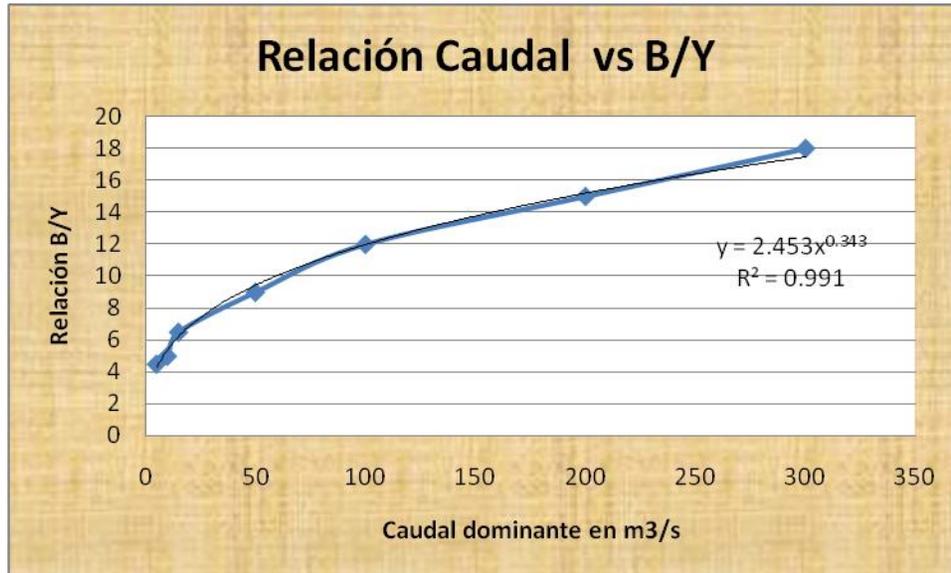
Los resultados de la tabla nos indican que para el Río de Oro en el tramo en estudio el valor de a supera los valores máximos previstos según la teoría de Kennedy, lo cual indica o bien una velocidad media muy alta o bien que el lecho del Río se halla compuesto de material más grueso que la arena gruesa de las observaciones (nótese que el valor de a propuesto es función del tamaño de las partículas del lecho).

A partir de la observación de cauces estables se determinó una relación B/Y en función del caudal expresada en la siguiente ecuación:

$$B/Y = 2.453 * Q^{0.343}$$

Como se muestra en la **figura 5.2**.

FIGURA 5.2. Curva Caudal vs. B/Y



Fuente: Consultor

En donde para un caudal entre 300 y 400 m³/seg. Correspondiente al caudal dominante para el Río de Oro en el tramo en estudio la relación B/Y estaría entre 18 y 19.

Si revisamos la tabla en donde se muestra la relación B/Y se observa que para propósitos de lograr un cauce estable, el cauce del Río es angosto en el sector Vahondo Río Frío y el sector Q. Chapinero – Q. La Picha, resultando más ancho en los restantes sectores excepto Río Frío – Q. La Iglesia en donde las condiciones del cauce son apropiadas para conformar un cauce estable.

El que la sección transversal del Río sea estrecha en exceso puede originar problemas de erosión y con ello descalce de muros y por el contrario un cauce ancho en exceso formará barras por el depósito de material que el Río no es capaz de transportar, perdiendo así capacidad hidráulica.

Las conclusiones anteriores conllevan a incorporar un nuevo parámetro que es la condición de arrastre de sedimentos y la conformación del lecho del río, como parámetros a tener en cuenta para la definición de cauce estable.

Para ello Blench desarrolló un método en el cual incorpora dos parámetros, Fb factor de fondo y Fs factor de orilla, que tiene en cuenta la concentración del material transportado en suspensión, el diámetro de las partículas de fondo y la resistencia de las orillas a ser erosionadas.

Los valores adoptados para estos dos parámetros son los propuestos por Blench: Fb = 1.2 (valor correspondiente a la descripción de “material grueso” en el fondo) y Fs = 0.2 (valor correspondiente a la descripción de “orilla medianamente cohesiva”). Como concentración de sedimento en la capa de fondo, C, se usa el caudal sólido obtenido mediante la fórmula de Meyer-Peter y Muller cuando circula el caudal dominante.

Las ecuaciones propuestas por Blench son:

$$B = 1.81 * (F_b * Q / F_s)^{0.5}$$

$$Y = (F_s * Q / F_b^2)^{1/3}$$

$$S = 0.56 * (1 + 0.012 * C_s)^{0.5} * (F_b^{5/6} * F_s^{1/12}) / (K * Q^{1/6} * (1 + C/2330))$$

$$K = 3.63 * g / u^{1/4}$$

En donde:

B = Ancho de la lámina de agua en metros

Q = Caudal dominante en m³/seg.

Y = Profundidad de la lámina de agua en metros

S = Pendiente del cauce

C = Concentración del material arrastrado en la capa de fondo, estimado en 360 ppm.

u = Viscosidad del líquido mezcla agua-sedimento.

Para los distintos sectores del Río en consideración estos valores son:

Tabla 5.6 Valores obtenidos por las ecuaciones de Blench para los tramos en estudio

Datos base		Condiciones de Río estable		
Sección	Q (m ³ /s)	B m	Y m	S
Vahondo - Río Frío	325.00	80	3.56	0.00089
Río Frío - Q. La Iglesia	374.00	86	3.73	0.00087
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	394.00	88	3.80	0.00086
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	408.00	90	3.84	0.00086
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	409.00	90	3.84	0.00086
Q. Nápoles - Q. Argelia	410.00	90	3.85	0.00086
Q. Argelia - Q. Las Navas	410.00	90	3.85	0.00086
Q. Las Navas - Q. Chapinero	410.00	90	3.85	0.00086
Q. Chapinero - Q. La Picha	410.00	90	3.85	0.00086
Q. La Picha - Río Suratá	411.00	90	3.85	0.00086

Fuente: Cálculos del Consultor

Que comparados con los datos naturales del Río, que se muestran en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Condiciones existentes en el Río de Oro

Condiciones existentes en el Río			
Sección	B (m)	Y (m)	S
Vahondo - Río Frío	52.64	5.06	0.00556
Río Frío - Q. La Iglesia	90.63	4.71	0.00539
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	68.95	4.37	0.00601
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	111.39	3.68	0.00663
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	230.34	3.51	0.00421
Q. Nápoles - Q. Argelia	177.21	3.46	0.00646
Q. Argelia - Q. Las Navas	130.00	3.37	0.00761
Q. Las Navas - Q. Chapinero	94.34	3.33	0.00701
Q. Chapinero - Q. La Picha	59.70	4.13	0.00517
Q. La Picha - Río Suratá	98.44	3.57	0.00572

Fuente: Cálculos del Consultor

Indica nuevamente, al igual que para la relación B/Y, un río estable en el sector Río Frío – Q La Iglesia y mostrándonos dos nuevos sectores estables en los tramos Q. Las Navas – Q. Chapinero y Q. La Picha – Río Suratá.

Lo anterior nos indica que el Río de Oro en el sector de estudio será estable para aquellas condiciones que presenten para el caudal dominante anchos de lámina de agua entre 90 y 100 metros y profundidades entre 3.60 y 4.00 metros. En cuanto a la pendiente se refiere, teniendo en cuenta que el fondo del cauce se halla conformado por sedimento grueso, soportará pendientes mayores a las que arrojan los cálculos teóricos.

5.6 CONSIDERACIONES DE TRAZADO

5.6.1 Sinuosidad

La sinuosidad es un aspecto importante para un encauzamiento que aspire a ser estable. Para esto es importante observar los ríos en estado natural.

El hecho fundamental es que los ríos en estado natural no son rectos. Un encauzamiento de planta recta o de pequeña curvatura no es capaz de conducir las aguas en línea recta sino que desarrolla una inestabilidad lateral cuyas consecuencias son la formación de barras alteradas y el ataque alternativo a las orillas del encauzamiento.

Como principios generales, un encauzamiento no deberá seguir alineaciones rectas sino curvas y en segundo lugar es preciso ser cuidadoso cuando en el encauzamiento haya necesidad de reducir la longitud del cauce apreciablemente, debido a los efectos de la erosión. La sinuosidad debe surgir de un compromiso entre los objetivos de control de inundaciones y la valoración de los efectos de la erosión.

Los dos condicionantes anteriores, régimen de caudal y sinuosidad, se combinan para deducir algunos principios de trazado del encauzamiento

5.6.2 Trazado de la planta de un cauce principal

En el sector del Proyecto, el Río presenta una tendencia general a conformar un gran cauce principal con dirección predominante sur – Norte.

Teniendo en cuenta que el encauzamiento tiene como resultado el convertir un río de tendencia trenzado a meandriforme, este, para propósito de su trazado debe ser tratado como tal.

Una vez definido el ancho de la lámina de agua del Río para el caudal dominante, las condiciones de Longitud de onda y amplitud se hallan supeditadas a este parámetro.

De acuerdo con lo anteriormente expuesto, la longitud **I** es de siete a once veces la anchura del río **B** y la amplitud **a** es unas tres veces la anchura **B**, aunque esta última relación tiene menos fundamento debido a que cambia durante la evolución de un meandro mientras que por el contrario **I** puede permanecer invariable.

Tabla 5.8 Condiciones de trazado en el Río de Oro

Condiciones de trazado Río estable (m)		
Sección	I	a
Vahondo - Río Frío	560 – 880	80 - 240
Río Frío - Q. La Iglesia	602 – 946	86 - 258
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	616 – 968	88 - 264
Q. Chimitá - Q. Cuyamita	630 – 990	90 - 270
Q. Cuyamita - Q. Nápoles	631 - 990	90 - 270
Q. Nápoles - Q. Argelia	632 - 990	90 - 270
Q. Argelia - Q. Las Navas	633 - 990	90 - 270
Q. Las Navas - Q. Chapinero	634 - 990	90 - 270
Q. Chapinero - Q. La Picha	635 - 990	90 - 270
Q. La Picha - Río Suratá	636 - 990	90 - 270

Fuente: Cálculos del Consultor

6. SOCAVACION

6.1 TENDENCIA DE LA SOCAVACIÓN

La propuesta de una protección de ribera plantea el principal problema de diseño que se refiere a la estabilidad de esta protección.

Por lo general cuando las márgenes del Río se hallan convenientemente protegidas con vegetación arbórea, es preferible no incorporar obras pues su proceso constructivo es más dañino que benéfico para la estabilidad de las laderas.

Obras de protección solo deben programarse en eventos de socavación puntual o protección a construcciones cercanas amenazadas.

Para eventos en que las construcciones se desarrollarán a futuro, es preferible conservar los aislamientos de ley una vez definidos los anchos mínimos del cauce. Estas construcciones solo podrán construirse con niveles por encima del nivel de inundación para un período de retorno de 100 años mas el borde libre.

6.2 PENDIENTE DE EQUILIBRIO

El Río de Oro en la zona del Proyecto posee en el sector una pendiente longitudinal promedia de 2%, superior a la estimada como pendiente de equilibrio de propuesta por Schoklisch, 0.62%, de acuerdo con la fórmula

$$S_{eq} = K * (D * T / Q2)^{(3/4)}$$

En donde

K = 0,000293 para cauces naturales

D = Diámetro promedio de las partículas del lecho en mm.

T = Ancho promedio del espejo de agua para caudal dominante en metros

Q2 = Caudal dominante en m³/s.

La determinación del diámetro promedio de las partículas del lecho se obtuvo con base en inspección visual en el sitio.

Esta determinación se tomó con base en que cuando el lecho está constituido por una mezcla de distintos tamaños, cada tamaño tiene una tensión crítica diferente, de manera que la corriente, teóricamente puede desplazar los finos con más facilidad que los gruesos.

Mediante este razonamiento puede explicarse un desplazamiento selectivo de las partículas más finas que produce con el tiempo, a partir de un material originariamente bien mezclado, una frecuencia mayor de gruesos en la superficie. Esta descripción corresponde a la realidad del lecho del Río de Oro, ya que son frecuentemente de grano más grueso las capas superficiales que las capas profundas como se muestra en las fotografías siguientes. A este estado se llama acorazamiento del lecho.

Para efecto de su análisis detallado el Río se dividió en tramos homogéneos tanto desde el punto de vista de litología como de pendiente, tamaño de partículas de fondo y caudales.

La descripción litológica de cada una de las zonas se muestra en la **tabla 6.1**

Tabla 6.1. Litología Río de oro sector en estudio

ZONA HOMOGNEA	SECTOR	ABSCISADO	LITOLOGIA
1	A	k0+00 al k1+800	El cauce del río se desarrolla sobre depósitos origen aluvio torrencial de abanicos y terrazas medias, compuesta por bloques y cantos de rocas predominantemente ígnea y menor proporción rocas metamórficas. Dentro de la zona de inundación del río predominan bloques de roca de gran tamaño y materiales arenosos y gravosos que se han extraído por particulares para la industria de la construcción. Los Taludes aledaños al cauce están compuestos por bloques de rocas de origen ígneo (granodioíticas), soportados en matriz arcillosa arenosa de color amarillo rojizo.
	B	k1+800 al 4+100	Sector del río de oro que se desarrolla sobre unidades de terrazas medias (margen izquierda del río) compuestas por arcillas arenosas de color amarillo rojizo que soportan en su matriz cantos y bloques de rocas de origen ígneo y metamórfico. Sobre la margen derecha del río los depósitos de terrazas medias tiene aportes de unidades de roca sedimentaria compuestas por areniscas y limolitas pertenecientes a las formaciones Girón y Jordán. La energía del cauce en este tramo disminuye, reflejado en el tamaño de los cantos de roca los cuales presentan diámetros no superiores a los 1.50 metros.
	C	k4+100 al k10+300	El cauce del río se desarrolla sobre extensos depósitos aluviales conformados por terrazas medias y bajas, de topografía plana con predominio de los taludes aledaños al cauce en materiales arenosos y limosos. El cauce del río en este sector presenta mayor amplitud y con un marcado predominio de arenas y gravas en los materiales de fondo del río.
	D	k10+300 al k17+800	En este tramo el río se desarrolla sobre depósitos de ladera compuestos por bloques de roca areniscas sub angulares a angulares de gran tamaño, provenientes de los escarpes aledaños al sector de la mesa de los santos; además de depósitos aluviales que conforman terrazas sobre la margen derecha. El cauce del río ofrece grandes bloques de roca arenisca provenientes de los depósitos de ladera aledaños al cauce especialmente sobre la margen izquierda.

Cont. Tabla 6.1. Litología Río de oro sector en estudio

ZONA HOMOGENEA	SECTOR	ABSCISADO	LITOLOGIA
2	A	k17+800 al 24+500	El río discurre sobre unidades de roca sedimentaria compuesto en su mayor parte por areniscas de grano medio a grueso que conforma espesos paquetes, con buzamiento sub horizontal que se intercala con delgados niveles de limolitas de color rojo; pertenecientes a las formaciones Tambor y Girón. Los taludes ofrecen pendientes verticales y sub verticales con alturas superiores a los 20 metros. El Cauce del río discurre sobre roca, dando poco espacio a que se presente depósitos.
1	E	k24+500 al k28+700	El río discurre sobre terrazas bajas que conforman amplios depósitos aluviales de carácter arenoso. El valle aluvial sobre este sector lo limitan a ambos lados depósitos aluviales del miembro Órganos y miembro Finos de la Formación Bucaramanga. Los apotes de bloques de roca sobre el cauce del río provienen de los taludes verticales y subverticales de los afloramientos de areniscas de las formaciones Girón y Tambor.
2	B	k28+700 al k31+400	El cauce del río se desarrolla sobre unidades de roca compuestas por limolitas y areniscas pertenecientes a la Formación Girón. En este sector el cauce presenta taludes verticales y subverticales, con presencia de depósitos aluviales al final del sector en el sitio de Vahondo. En el sector de Vahondo existe presencia de rellenos y depósitos de basuras sobre el lecho del río.

Fuente. Análisis de campo

Con base en estas similitudes, se establecieron 10 tramos cuyos linderos se establecieron tomando como base la longitud de la poligonal topográfica con origen cero en la Batea de Vahondo. Estos tramos se muestran en la **tabla 6.2**

Tabla 6.2 Tramos homogéneos de pendiente del cauce para análisis de socavación regresiva

SECTORES DEL RIO DE ORO PARA EFECTO DE ESTUDIO		
Sección	Abscisado a partir de Vahondo	Pendiente existente
Vahondo - Río Frío	K0 + 000 - K 2 + 775	0.0056
Río Frío - Q. La Iglesia	K2 + 775 - K 4 + 600	0.0050
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	K 4 + 600 - K 7 + 050	0.0058
Q. Chimitá - Q Cuyamita	K 7 + 050 - K 9 + 200	0.0069
Q, Cuyamita - Q. Nápoles	K 9 + 200 - K 10 + 100	0.0044
Q. Nápoles - Q. Nariño	K 10 + 100 - K 11 + 650	0.0065
Q. Nariño - Q. Las Navas	K 11 + 650 - K 12 + 500	0.0078
Q. Las Navas - Q. Chapinero	K 12 + 500 - K 13 + 800	0.0071
Q. Chapinero - Q. La Picha	K 13 + 800 - K 14 + 200	0.0062
Q. La Picha - Río Suratá	K 14 + 200 - Río Suratá	0.0057

Fuente: Cálculos del Consultor.

De acuerdo con inspección de campo se realizó la determinación del tamaño D50 en el lecho del cauce cuyos resultados se muestran en la **tabla 6.3**. Las fotografías anexas confirman lo encontrado. Los gruesos tamaños encontrados en la parte baja del cauce se consideran aportados de la escarpa occidental de la meseta de Bucaramanga, de donde provienen la totalidad de las grandes quebradas que desembocan en el sector.

Tabla 6.3 Tamaño promedio de partículas por tramos en Río de Oro

Tamaño medio de partículas	
Sección	D₅₀ mm
Vahondo - Río Frío	120
Río Frío - Q. La Iglesia	80
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	100
Q. Chimitá - Q Cuyamita	80
Q, Cuyamita - Q. Nápoles	40
Q. Nápoles - Q. La Argelia	60
Q. La Argelia - Q. Las Navas	80
Q. Las Navas - Q. Chapinero	80
Q. Chapinero - Q. La Picha	100
Q. La Picha - Río Suratá	20

Fuente: Investigación de campo



Foto 6.1 Tramo Vahondo- Río Frío



Foto 6.2 Tramo Río Frío- Q La Iglesia



Foto 6.3 Tramo Q La Iglesia – Q Chimitá



Foto 6.4 Tramo Q Chimitá – Q Cuyamita



Foto 6.5 Tramo Q Cuyamita- Q Nápoles



Foto 6.6 Tramo Q Nápoles – Q Argelia

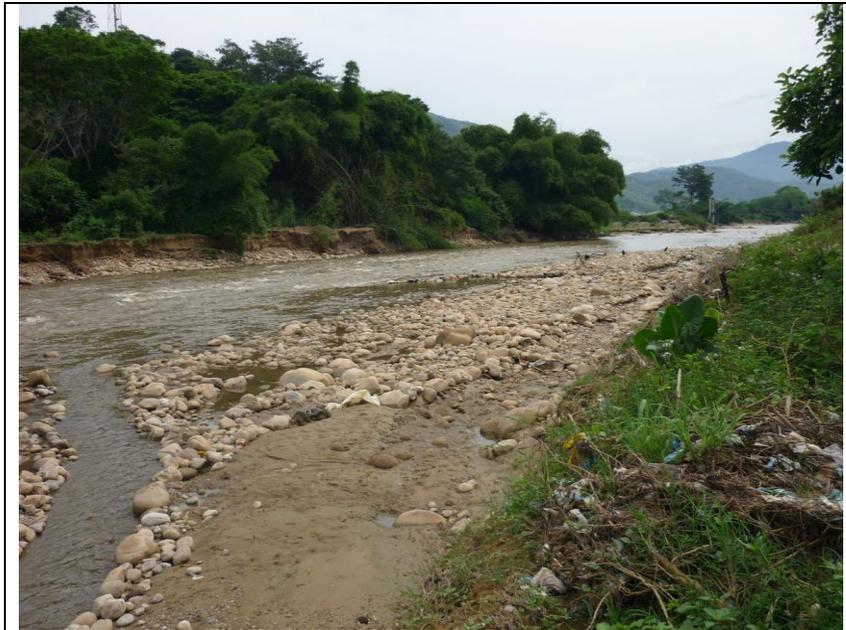


Foto 6.7 Tramo Q La Argelia – Q Las Navas



Foto 6.8 Tramo Q Chapinero- Q La Picha



Foto 6.9 Tramo Q La Picha- Q Río Suratá



Foto 6.10 Río Lebrija

Para las condiciones atrás anotadas se determinó la pendiente de equilibrio requerida en cada uno de los tramos, determinándose que esta se halla por debajo de la existente, lo cual nos indica que el río sufrirá una erosión evolutiva a lo largo del tiempo.

Tabla 6.4 Análisis de socavación regresiva. Condición sin proyecto

Tramo	Abscisa de poligonal base		Cota inicial	Cota final	Longitud por el cauce	Pend.	Tipo de suelo	Diámetro de partículas de fondo d50 mm	Caudal Tr =5 años m3/s	Ancho promedio para Tr=5 años m	Pendiente de equilibrio m/m	Erosión regresiva
	Inicial	final	msnm	msnm	m	m/m						
Vahondo - Río Frío	K0 + 000	K2 + 775	702.01	686.59	2,775	0.0056	No cohesivo	120	325	52.64	0.0027	SI
Río Frío - Q. La Iglesia	K2 + 775	K4 + 600	686.59	677.43	1,825	0.0053	No cohesivo	80	374	90.63	0.0027	SI
Q. La Iglesia - Q. Chimitá	K4 + 600	K7 + 050	677.43	663.16	2,450	0.0059	No cohesivo	100	394	68.95	0.0025	SI
Q. Chimitá - Q Cuyamita	K7 + 050	K9 + 200	663.16	648.26	2,150	0.0069	No cohesivo	80	408	111.39	0.0030	SI
Q, Cuyamita - Q. Nápoles	K9 + 200	K10 + 100	648.26	644.29	900	0.0044	No cohesivo	40	409	230.34	0.0030	SI
Q. Nápoles - Q. La Argelia	K10 + 100	K11 + 650	644.29	634.21	1,550	0.0065	No cohesivo	60	410	177.21	0.0034	SI
Q. La Argelia - Q. Las Navas	K11 + 650	K12 + 500	634.21	627.61	850	0.0078	No cohesivo	80	410	130.00	0.0033	SI
Q. Las Navas - Q. Chapinero	K12 + 500	K13 + 800	627.61	618.34	1,300	0.0071	No cohesivo	80	410	94.34	0.0026	SI
Q. Chapinero - Q. La Picha	K13 + 800	K14 + 200	618.34	615.85	400	0.0062	No cohesivo	100	410	59.70	0.0022	SI
Q. La Picha - Río Suratá	K14 + 200	K16 + 435	615.85	603.10	2,235	0.0057	No cohesivo	20	411	98.44	0.0009	SI

$$Pe = K * (D50 * T / Qd)^{3/4}$$

K = 0.000293 Para cauces naturales

Qd = Caudal dominante

Origen de poligonal en batea Vahondo

6.3 SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES

Existen algunos métodos para la determinación de la socavación local en estribos, entre otros Liu, Chang y Skinner, Laureen, Artamonov, Froehlich, HIRE y Melvilla. Sin embargo la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para pilas.

Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la socavación en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y a que asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo que es raro que ocurra en realidad.

La socavación en los estribos depende de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las laderas del estribo, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, factores que no necesariamente se reflejan debidamente en algunas de las ecuaciones existentes.

La socavación en estribos puede ser en agua clara o en lecho móvil dependiendo en muchos casos de si el estribo está en laderas o sobrebanca o si está metido en el cauce principal.

En muchos casos los estribos pueden diseñarse a profundidades de cimentación mucho menores que las dadas en las ecuaciones si van a estar protegidos con enrocado colocado en el lecho, si se construyen diques encauzadores aguas arriba del estribo u otro tipo de protección.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el aproche de la vía y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua el parámetro más importante que interviene en el cálculo de la profundidad de socavación local. La socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las laderas es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la apertura del puente. Menor socavación ocurre si el flujo obstruido en las laderas regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

Un método simplístico para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver que tanto cada estribo obstruye el paso del agua.

Método de Liu, Chang y Skinner

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizados en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones:

- Socavación en lecho móvil
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profanidad media del agua
- Flujo subcrítico
- Lecho de cauce arenoso
- Las acusaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección K_o para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo
- Los valores de socavación deben ser ajustados un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación del estribo.
- Si existe lecho plano o antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas se presenten en el estribo caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

La socavación se expresa como

$$H_s/h = K_f * (L/h)^{0.4} * Fr^{0.33}$$

En donde

H_s : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación

H : Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal = A/T

L : Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

Fr : Número de Froude en la sección aguas arriba.

K_f Coeficiente de corrección de la forma del estribo

= 1.1 para estribos con pared inclinada hacia el cauce

= 2.15 para estribos con pared vertical.

Método de Artamonov

Este método permite determinar no solo la profundidad de socavación al pie del estribo sino también al pie de espigones. Depende de los siguientes factores

- Porción del caudal que es interceptado al meterse el estribo dentro de la corriente.
- Talud que tiene los lados del estribo
- Angulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente

La socavación se expresa como

$$H_t = K_o * K_q * K_m * h$$

En donde

- Ht: profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.
- Ko: coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente. Según **tabla 6.5**.
- Pq: Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo y el caudal total que escurre por la sección transversal, según **tabla 6.6**.
- Pk: Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, según **tabla 6.7**.
- H: Profundidad del agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

Tabla 6.5 Valores de Ko en función del ángulo de inclinación d

d	Ko
30	0.84
60	0.94
90	1.00
120	1.07
150	1.19

Fuente: Juarez B.E. y Rico R.A.

Tabla 6.6 Valores de Pq en función del caudal interceptado

Q1/Q	Pq
0.1	2.00
0.2	2.65
0.3	3.22
0.4	3.45
0.5	3.67
0.6	3.87
0.7	4.06

Fuente: Juarez B.E. y Rico R.A.

Tabla 6.7 Valores de Pk en función del talud K

k	Pk
0	1.00
0.5	0.91
1	0.85
1.5	0.83
2	0.61
3	0.50

Fuente: Juarez B.E. y Rico R.A.

Método de Laursen

Laureen, en la década de los ochenta, sugirió ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara, aplicables para las siguientes condiciones:

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical
- No existe flujo sobre las bancs del cacuce de inundación
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua.
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de $H_s/h=4$
- Las ecuaciones dadas por Laursen deben resolverse por tanteos
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección de K_o para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo

Para nuestro tema siendo de interés la ecuación en lecho móvil

$$L / h = 2.75 * (H_s / h) * ((H_s / (11.5 * h) + 1)^{1.7} - 1)$$

En donde

L: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

H: Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal = A/T

H_s : Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación

La ecuación anterior es aplicable para estribos con pared vertical, por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección K_f para tener en cuenta el efecto de otras formas.

$K_f = 0.9$ para estribos con aletas inclinadas 45°

$K_f = 0.8$ para estribos con paredes inclinadas hacia el cauce.

Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. El HEC 18 recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

La ecuación de Froehlich se expresa

$$H_s / h_e = 2.27 * K_f * K_o * (L/h_e)^{0.43} * Fr_e^{0.61} + 1$$

En donde

Hs: Profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho

He: Profundidad media del flujo en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente. $= Ae / L$

Kf: Coeficiente que depende de la forma del estribo

= 1.00 Para estribo con pared vertical

= 0.82 Para estribo con pared vertical y aletas

= 0.55 Para estribo con pendiente hacia el cauce

Ko: Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo, expresada como

$$Ko = (O / 90)0.13$$

Con O = ángulo en grados de inclinación del estribo

$O < 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$O > 90$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

L: Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua.

Fre: Número de Fraude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

$$Fre = Ve / (g * he)0.5$$

$$Ve = Qe / Ae$$

Método HIRE

Ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación en la punta de espolones construidos en el Río Missisipi. La ecuación HIRE es por tanto aplicable cuando el estribo penetra en el cauce principal

$$Hs = 4 * h * (Kf / 0.55) * Ko * Fr0.33$$

En donde

Hs = Profundidad de socavación

h = Profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal $= A/T$

Fr = Número de Froude en la sección aguas arriba.

Kf = Coeficiente de corrección por la forma del estribo

= 1.00 Para estribo con pared vertical

= 0.82 Para estribo con pared vertical y aletas

= 0.55 Para estribo con pendiente hacia el cauce

Ko = Coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo

$$Ko = (O / 90)0.13$$

Con O = ángulo en grados de inclinación del estribo

$O < 90^\circ$ si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

$O > 90$ si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

Se realizó el estudio de socavación para los puentes existentes. Los cálculos se muestran en el Anexo 5 Socavación.

Para los puentes proyectados el estudio de socavación no aplica puesto que un requisito de las fórmulas teóricas es que el estribo penetre dentro de la línea de agua. Los estribos de los puentes proyectados se encuentran protegidos por los muros de acompañamiento aguas arriba y aguas abajo.

7. AREAS HABITADAS EN ZONA DE RIESGO

Existen en términos globales dos tipos de viviendas asentadas en las márgenes aledañas del Río de Oro.

Existe un primer tipo de viviendas que corresponde a urbanizaciones totalmente consolidadas, protegidas por un muro ya construido, que aunque insuficiente para protegerlas contra avenidas del Río con períodos de retorno de 100 años y superiores, resultan imposibles en términos económicos de erradicar y que con una sobre elevación del muro existente presentarían una aceptable protección contra inundaciones con períodos de retorno de 100 y 500 años. Quedan para estas zonas la reubicación del sistema de alcantarillado de aguas lluvias por cuyas descargas al Río entraría este por efecto de remanso.

Estas viviendas se hallan ubicadas preferencialmente entre el puente de Vahondo, actualmente en construcción y el casco antiguo de Girón, conformadas por los barrios Santa Cruz, El Gallineral, Villa Campestre; Castilla Real, El Poblado y parte del casco antiguo de Girón.

Existe otro tipo de vivienda que corresponde a asentamientos informales localizados en la margen inmediata al Río, construidas la mayoría en tabla o paroid y unas pocas en material mas sólido, las cuales al estar asentadas a niveles por debajo de los correspondientes a inundación con período de retorno de 100 años e inferiores y por hallarse dentro de las áreas que requiere el Río para constituir un cauce estable, deben ser erradicadas.

Se hallan estas viviendas localizadas en tres sitios principales:

- Aguas abajo del sitio de construcción del nuevo puente de Vahondo, sobre la margen derecha aguas abajo, entre abscisas de la poligonal base del Río K0 + 250 a K0 + 520, en un área de 1,6 hectáreas y conformada por aproximadamente 200 viviendas.
- El asentamiento Brisas del Río localizado a lo largo del Barrio El Poblado sobre la margen izquierda del Río entre abscisas de poligonal del Río K3 + 220 a K3 + 700 y K3 + 900 a K4 + 100, en un área de 2,6 hectáreas y conformada aproximadamente por 300 viviendas.
- El asentamiento en la zona de Chimitá localizado sobre la margen derecha del Río entre abscisas de poligonal del Río K6 + 650 a K7 + 650, en un área de 5,6 hectáreas y conformada aproximadamente por 500 viviendas.

Una vez relocalizadas estas viviendas debe procederse a efectuar los rellenos necesarios en las zonas disponibles, a los niveles previstos por encima de la cota de inundación mas el borde libre apropiado y recuperar los aislamientos y zonas de espacio público. Estos rellenos pueden hacerse en forma económica adecuando las zonas como escombreras.

8. COSTOS DE LAS OBRAS PROYECTADAS

Las obras proyectadas se refieren a las necesarias para permitir un flujo normal de las avenidas con período de retorno de 100 años mas un borde libre adecuado en función de dicho caudal.

Las obras se clasifican en:

Muros de realce anexos a muros existentes
Muros proyectados
Puentes peatonales
Puentes vehiculares

La construcción de la totalidad de las obras se estima en 191.400 millones de pesos cuya inversión de acuerdo con su género se discriminan así:

Muros proyectados

Obras de interés particular : 161.300 millones de pesos

Muros existentes

Obras de interés municipal: 15.100 millones de pesos

Puentes peatonales

Obras interés municipal: 350 millones de pesos

Obras de interés metropolitano : 950 millones de pesos

Puentes vehiculares

Obras de interés municipal: 7.100 millones de pesos

Obras de interés metropolitano 6.600 millones de pesos

Se entiende como obras de interés particular aquellas que requieren los propietarios particulares para desarrollar urbanísticamente sus predios.

Son obras de interés municipal aquellas requeridas para la defensa de predios ya desarrollados urbanísticamente e incorporados al perímetro urbano municipal.

Son obras de interés metropolitano aquellas que, como algunos puentes, establecen una comunicación intermunicipal.

Se anexa presupuesto detallado de las obras.

9. ALCANTARILLADO PLUVIAL

Una vez definidos los niveles seguros de cresta de muros protectores contra inundaciones queda pendiente de resolver el problema de la eventual inundación por efecto de sifonaje del alcantarillado pluvial existente en aquellos barrios ya existentes y cuyas calles se encuentran por debajo de los niveles de inundación para períodos de retorno de 100 años y menos. Esta eventualidad es válida para los barrios del casco antiguo de Girón como La Playa y el Malecón, el barrio El Poblado y los barrios localizados aguas arriba de El Poblado y sobre la margen derecha del Río tales como Arenales en todas sus etapas, Santa Cruz, Gallineral, Villa Campestre y en general, en este sector todos los barrios localizados entre el Río de Oro y el Río Frío.

En estos barrios las descargas de aguas lluvias se hallan localizadas a un nivel inferior a la cota de inundación para períodos de retorno de 100 años y en algunos eventos para períodos de retorno inferiores y al tenerse esta localización y las calles igualmente localizarse por debajo de estos niveles de inundación en dichos eventos el Río entraría por el sistema pluvial inundando las áreas urbanas.

Ilustración de esta situación se muestra en la figura 9.1

Para efecto de contrarrestar esta situación se requiere, con base en los niveles de inundación definidos en el presente estudio y una vez definidos los niveles de inundación del Río Frío cuyo proyecto se halla en ejecución, realizar un rediseño total del sistema de alcantarillado pluvial en el cual mediante un sistema de compuertas y estaciones de bombeo computarizado se pueda operar un sistema que para eventos normales de lluvia opere por gravedad y en eventos de superación de niveles a definir entre a operar un sistema de bombeo pluvial con cierre de compuertas.

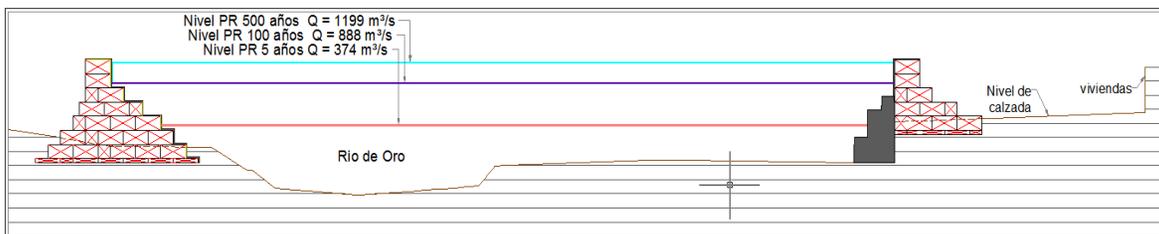


Figura 9.1. Niveles de calzada por debajo de niveles de inundación en barrios existentes

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1 CONCLUSIONES

- Para efecto de georeferenciación del levantamiento altimétrico y planimétrico del sector estudiado se utilizaron los puntos materializados por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi relacionados así:

Nombre del Punto: GPS – D- ST - 037
Localización : Chocoita
Municipio: Girón

Nombre del Punto: GPS – D- ST - 039
Localización : Alto de La Aldea
Municipio: Girón

Nombre del Punto: GPS – ST - 002
Localización : Urbanización San Jorge
Municipio: Girón

- Para efecto de abscisado la poligonal base del levantamiento tiene como origen la batea en el sitio Vahondo.
- Topográficamente se realizaron secciones transversales del Río cada veinticinco metros en las zonas urbanas y cada cincuenta metros en zonas rurales, con cobertura vertical suficiente para cubrir los niveles de inundación solicitados
- Se levantaron 18 estructuras existentes sobre el cauce, de las cuales 9 corresponden a puentes vehiculares, 6 son puentes peatonales y 3 son bateas.
- La información secundaria recopilada correspondió a la existente sobre los sucesos de Febrero 2005, la disponible en los archivos del IDEAM y la CDMB acerca de las estaciones meteorológicas existentes en el área y los estudios anteriores realizados por este Consultor.
- Con base en estudio geomorfológico realizado y con base en información secundaria extraída del Plan de ordenamiento y manejo ambiental de la cuenca del Río de Oro (POMCA), se definieron las zonas homogéneas desde el punto de vista suelos que determinaron en combinación con la vegetación imperante, la selección del coeficiente de CN de suelos.

- Inicialmente se establecieron los patrones de comportamiento del Río en los cuales se incluyeron determinación de áreas aferentes de escorrentía, evaluación de caudales y condiciones hidráulicas propias del cauce.
- El Río de Oro en el sector en estudio es de régimen subcrítico con tendencia a crear un trazado trenzado.
- El Río, en razón de su mayor pendiente existente con respecto a la prevista de equilibrio, sufrirá un descenso en de su lecho en función del tiempo.

Este descenso se verá amortiguado por los afloramientos de roca detectados en:

Puente Nariño (K14 + 436),



El kilómetro 14



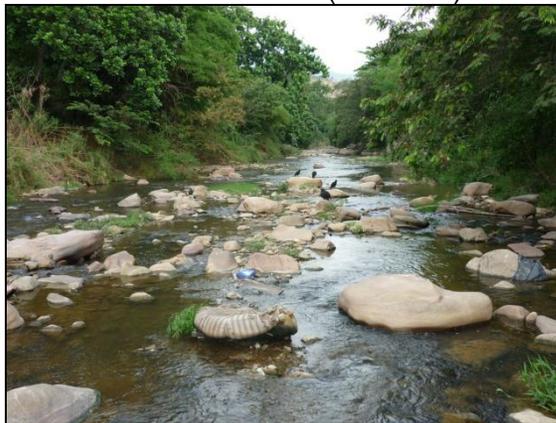
Afloramientos de arcillas de gran resistencia a la erosión en:

El K11



y efecto de acorazamiento en:

Sector de Arenales (K0 + 500)



- El Río de Oro en razón de su condición de Río Urbano encauzado parcialmente, posee una sección transversal entre Vahondo y inferior a la mínima recomendada por la teoría de régimen (42m vs 80m). Esta situación, dada la vecindad de construcciones asentadas, es inmodificable por lo cual la zona estará sujeta a una degradación del cauce por efecto combinado de erosión regresiva y paso de avenidas y la altura de su lámina de agua en función de los caudales de diseño será considerable, sobrepasando la altura de los muros existentes para la condición de período de retorno de 100 años y superiores.

- La construcción de las obras de protección, incluyendo construcción de muros nuevos y realce de muros existentes, y reemplazo de puentes existentes inadecuados tiene un costo de 191.000 millones de pesos, de los cuales la mayor parte de la inversión (121.000 millones de pesos) deben ser realizadas por los propietarios de predios que quieran desarrollar proyectos urbanos en ellos. Los puentes vehiculares y peatonales a reemplazar tienen un costo de 15.000 millones de pesos y el saldo (15.000 millones de pesos), corresponde a muros existentes que deben ser realizados.

RESUMEN COSTOS DEL PROYECTO	Vr. Parcial	Vr. Total
COSTO TOTAL		191,337,519,714
Puentes peatonales		1,284,500,000
De orden municipal	339,500,000	
De orden metropolitano	945,000,000	
Puentes vehiculares		13,674,375,000
De orden municipal	7,093,125,000	
De orden metropolitano	6,581,250,000	
Muros proyectados		161,291,887,835
Realce de Muros existentes		15,086,756,879

- Las secciones transversales mostradas de los muros proyectados corresponden a un predimensionamiento hidráulico de la solución y no un diseño a nivel de planos de construcción. La cimentación de los muros y puentes deben ser objeto de estudio local para definir su nivel de cimentación de acuerdo con estudios de suelos puntuales para cada caso específico. El actual estudio suministra niveles de inundación y de socavación a tener en cuenta en el diseño definitivo.
- Existen aproximadamente 1000 viviendas localizadas en zonas de alto riesgo las cuales deben ser reubicadas y las zonas libres recuperadas como zona de protección y de espacio público.

10.2 RECOMENDACIONES

- Por medio de un encauzamiento total del Río desde Vahondo hasta aguas abajo de la confluencia con la quebrada Chapinero, el trazado del Río debe ser modificado de su tendencia trenzada a meandriforme. Lo anterior se logra con un acompañamiento de muros laterales continuos que permitan un desarrollo urbano en este tramo.
- Debido al efecto combinado de asentamientos de vivienda existentes y estrechamiento de la sección transversal entre Vahondo y la confluencia con el Río

Frío (K2 + 800) , los muros de protección deben ser sobre elevados de acuerdo con la sección típica mostrada en planos.

- En este sector los puentes proyectados deben tener una luz similar a la separación entre los muros proyectados.
- Aguas abajo, entre la confluencia con el Río Frío y la confluencia con la Quebrada La Iglesia (K4 + 600), donde la construcción de vivienda no se halla consolidada totalmente debe tratar de lograrse una sección transversal mas acorde con lo especificado por la teoría del régimen. Este ancho será de 70 metros aproximadamente de ancho de lámina de agua para período de retorno de 5 años (86 m según teoría de régimen). Anchos inferiores acarrearán nuevamente aceleración de la erosión y alturas de lámina de agua considerables y anchos mayores acarrearán la formación de barreras de sedimentos con el consecuente ataque lateral a las protecciones programadas.
- Entre la confluencia con la Quebrada La Iglesia y la confluencia con la Quebrada Chimitá, en donde las construcciones de vivienda se limitan a las consolidadas del Barrio San Antonio de Carrizal y el restante urbanismo corresponde a las construcciones industriales del sector de Palenque debe tratar de conciliarse el ancho proyectado con el ancho según teoría del régimen (90 metros). Aguas abajo y hasta la confluencia con la quebrada Chapinero debe continuarse el acompañamiento del Río con muros manteniendo un ancho de lámina de agua de 90 metros para la condición de 5 años de período de retorno.
- Aguas abajo de la quebrada Chapinero (K13 + 700) el Río se halla cerca de su desembocadura y su canalización traería mas problemas que soluciones debido a la tendencia general de los ríos, de la cual no se escapa el Río de Oro por su formación rocosa en el sitio de Café Madrid, a sedimentar en su desembocadura. Para este sector no se contemplan obras de protección y los aislamientos de futuras construcciones deben medirse a partir de los niveles de inundación previstos para caudales con período de retorno de cien años
- Entre abscisas de poligonal base K9 + 500 a K10 + 600 el Río actualmente tiene un meandro severo que altera la sinuosidad del mismo. Se proyecta una rectificación del cauce, acompañado de muros de encauzamiento.
- Los estudios de socavación en puentes se basan entre otras en condiciones en el grado de penetración del estribo en el cauce. Para el presente proyecto los estribos de los puentes proyectados se hallan previstos por fuera de la sección mojada del canal por lo tanto su socavación teórica es nula. Para propósitos de construcción los estribos deben estar cimentados sobre suelo competente.
- Los puentes vehiculares existentes de Lengerke y El Poblado deben ser reemplazados por estructuras con dimensiones y altura sobre el nivel del Río más acordes con las condiciones hidráulicas del Río. Especialmente críticas son las condiciones existentes para el puente Lengerke en donde los niveles de agua con períodos de retorno superiores a 5 años superan la superestructura del puente.

- Las zonas libres recuperadas como resultado de la reubicación de las viviendas localizadas en zonas de alto riesgo podrán ser enrasadas a un nivel por encima de las cotas de inundación mas borde libre utilizándolas temporalmente como escombreras.
- Para efecto de contrarrestar el hecho que el sistema de alcantarillado pluvial existente permite procesos de inundación por efecto de sifonaje, se requiere, con base en los niveles de inundación definidos en el presente estudio y una vez definidos los niveles de inundación del Río Frío cuyo proyecto se halla en ejecución, realizar un rediseño total del sistema de alcantarillado pluvial en el cual mediante un sistema de compuertas y estaciones de bombeo computarizado se pueda operar un sistema que para eventos normales de lluvia opere por gravedad y en eventos de superación de niveles a definir entre a operar un sistema de bombeo pluvial con cierre de compuertas.

11. REGISTRO FOTOGRÁFICO



Foto 10.1 Río de Oro aguas abajo desde la batea de Vahondo



Foto 10.2 Río de Oro aguas arriba desde puente peatonal de barrio Arenales IV

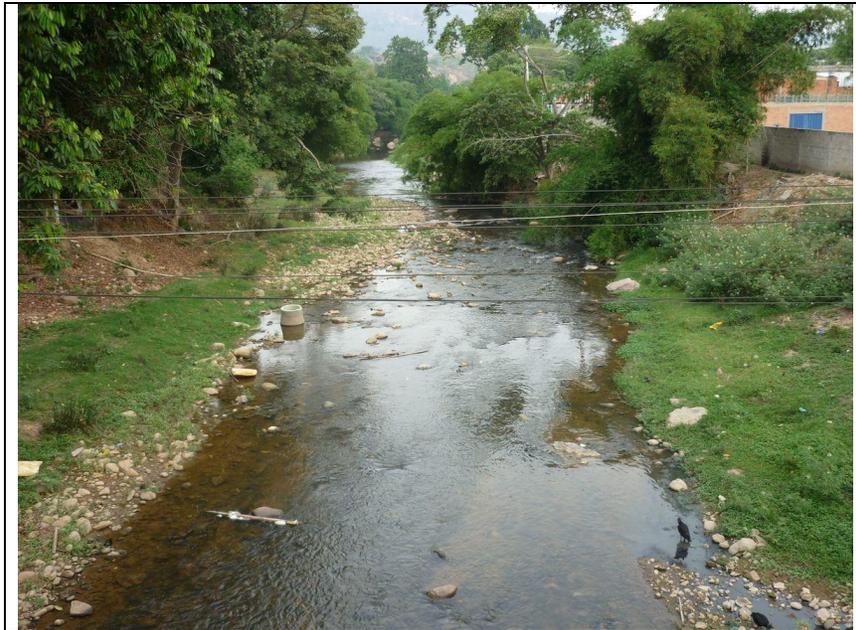


Foto 10.3 Río de Oro aguas abajo desde puente peatonal barrio Arenales IV



Foto 10.4 Río de Oro aguas arriba desde Cr 29 entre calles 10 y 10B



Foto 10.5 Río de Oro aguas arriba desde Arenales Campestre entre calles 11B y 12



Foto 10.6 Río de Oro aguas arriba desde barrio Santa Cruz calle 17A



Foto 10.7 Río de Oro aguas abajo desde barrio Santa Cruz calle 17A



Foto 10.8 Río de Oro aguas arriba desde carrera 29 sobre MD



Foto 10.9 Río de Oro aguas abajo desde carrera 29 sobre MD

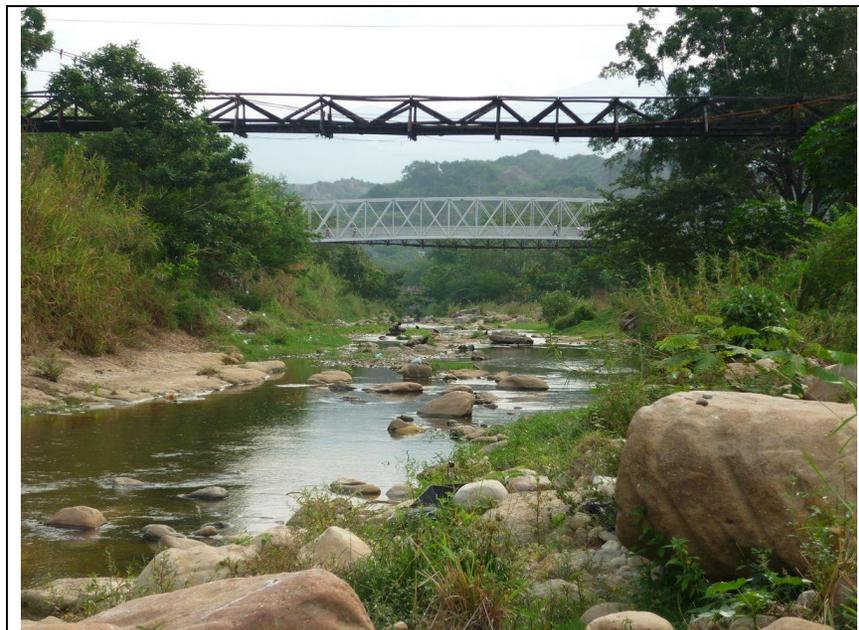


Foto 10.10 Río de Oro aguas abajo. Puentes peatonales de El Gallineral y La Batea



Foto 10.11 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal El Gallineral



Foto 10.12 Río de Oro aguas abajo desde malecón. Puente vehicular Lengerke



Foto 10.13 Río de Oro aguas arriba desde Puente vehicular Lengerke



Foto 10.14 Río de Oro aguas abajo desde Puente vehicular Lengerke



**Foto 10.15 Río de Oro aguas arriba desde margen derecha.
Confluencia con Río Frio**



Foto 10.16 Río de Oro aguas arriba desde margen derecha calle 31



Foto 10.17 Río de Oro aguas arriba desde margen calle 33



**Foto 10.18 Río de Oro aguas abajo
Puente vehicular barrio El Poblado**



Foto 10.19 Río de Oro aguas arriba desde Puente vehicular barrio El Poblado



Foto 10.20 Río de Oro aguas abajo desde Puente vehicular barrio El Poblado



Foto 10.21 Río de Oro aguas arriba desde barrio Brisas del Río



Foto 10.22 Río de Oro aguas abajo desde barrio Brisas del Río



Foto 10.23 Río de Oro desde margen izquierda. Confluencia Quebrada La Iglesia



Foto 10.24 Río de Oro aguas abajo. Puente vehicular Flandes en construcción



Foto 10.25 Río de Oro aguas abajo desde Puente vehicular Flandes



Foto 10.26 Río de Oro aguas arriba desde barrio Carrizal Campestre



Foto 10.27 Río de Oro aguas abajo desde barrio Carrizal Campestre

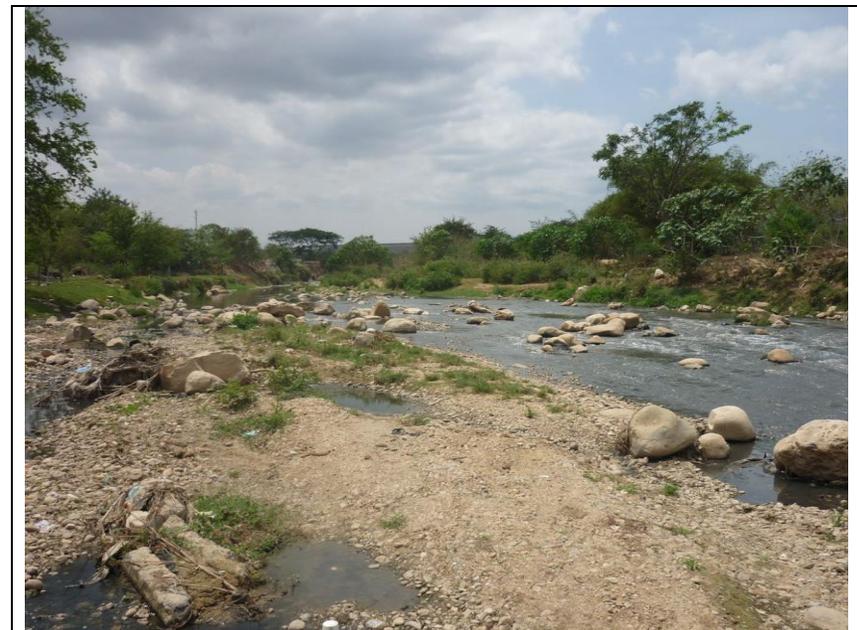


Foto 10.28 Río de Oro aguas arriba desde Saceites en zona Chimitá



Foto 10.29 Río de Oro aguas abajo desde Saceites en zona Chimitá



Foto 10.30 Río de Oro aguas arriba desde barrio Convivir



Foto 10.31 Río de Oro aguas abajo desde barrio Convivir



Foto 10.32 Quebrada Chimitá aguas abajo desde puente vehicular vía Palenque-Café Madrid



Foto 10.33 Río de Oro aguas arriba desde barrio Carlos Pizarro



Foto 10.34 Río de Oro aguas abajo desde barrio Carlos Pizarro



Foto 10.35 Río de Oro aguas arriba sector final del barrio Carlos Pizarro



Foto 10.36 Río de Oro aguas arriba desde Centro Abastos



Foto 10.37 Río de Oro aguas abajo desde Centro Abastos



Foto 10.38 Río de Oro aguas arriba finalizando Centro Abastos



Foto 10.39 Río de Oro aguas abajo sector entre Centro Abastos y Parque Industrial



Foto 10.40 Río de Oro aguas arriba Parque Industrial. Sector Extrucol



Foto 10.41 Río de Oro aguas abajo Parque Industrial. Sector Extrucol



Foto 10.42 Río de Oro aguas arriba finalizando Parque Industrial



Foto 10.43 Río de Oro aguas abajo finalizando Parque Industrial



Foto 10.44 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector Almacafé



Foto 10.45 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector Almacafé



Foto 10.46 Quebrada Nápoles aguas abajo hacia confluencia Río de Oro



Foto 10.47 Río de Oro aguas arriba desde Confluencia Quebrada Nápoles



Foto 10.48 Río de Oro aguas abajo desde Confluencia Quebrada Nápoles



Foto 10.49 Río de Oro aguas arriba desde Batea en ruinas



Foto 10.50 Río de Oro aguas abajo desde Batea en ruinas



Foto 10.51 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector Baldosines el Sol. Margen Izquierda



Foto 10.52 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector Baldosines el Sol. Margen Izquierda



Foto 10.53 Río de Oro aguas abajo desde Industrias Falcon



Foto 10.54 Entrega de Quebrada La Argelia al Río de Oro



Foto 10.55 Río de Oro aguas abajo desde Confluencia Quebrada La Argelia



Foto 10.56 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector Q Las Navas



Foto 10.57 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector Q Las Navas



Foto 10.58 Río de Oro. Confluencia Quebrada La Navas Margen Derecho



Foto 10.59 Río de Oro aguas arriba desde Puente peatonal sector La Picha



Foto 10.60 Río de Oro aguas abajo desde Puente peatonal sector La Picha



Foto 10.61 Quebrada La Picha aguas arriba



Foto 10.62 Río de Oro aguas arriba desde Confluencia Quebrada La Picha



Foto 10.63 Río de Oro aguas abajo desde Confluencia Quebrada La Picha



Foto 10.64 Río de Oro aguas arriba desde Puente Vehicular Antonio Nariño



Foto 10.65 Río de Oro aguas abajo desde Puente Vehicular Antonio Nariño



Foto 10.66 Río de Oro aguas arriba desde Sector de Café Madrid



Foto 10.67 Río de Oro aguas abajo desde Sector de Café Madrid



**Foto 10.68 Río de Oro aguas arriba desde Sector de Café Madrid
Box Tapado**



Foto 10.69 Río de Oro aguas arriba desde Barrio La Playa



Foto 10.70 Río de Oro aguas abajo desde Barrio La Playa



Foto 10.71 Río de Oro aguas arriba desde Puente Café Madrid



**Foto 10.72 Río de Oro aguas abajo desde Puente Café Madrid.
Confluencia Río Suratá**

PRESUPUESTO
OBRAS DE PROTECCIÓN DEL RIO DE ORO
SECTOR VAHONDO-SURATÁ