SECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
RADICADO No.
FECHA: 19 ABR 2023
HORA: 4:10 PM
RECIBIDO POR: Sandra

CONSTRUOBRAS ISAVAL S.A.S

DOCUMENTOS ACLARATORIOS SOLICITADOS

Señores
MUNICIPIO DE BUCARAMANGA
Carrera 11 No. 34 – 52
Bucaramanga, Santander

REFERENCIA: Proceso de Contratación SI-SI-CREC-005-2023 en adelante el "Proceso de Contratación" Objeto: INTERVENTORIA A LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LAS OBRAS DE MITIGACIÓN SECTORES MIRAMANGA LA INDEPENDENCIA, GAITÁN JOSE ANTONIO GALÁN CLUB GALLINERAL Y CRISTAL BAJO PRODUCTO DE LA DECLARATORIA DE CALAMIDAD PÚBLICA DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA SANTANDER

Estimados señores,

ALFONSO VEGA ALBINO, identificado con C.C. No. 91.497.873 expedida en Bucaramanga, en mi condición de representante legal de **CONSTRUOBRAS ISAVAL S.A.S,** relaciono a continuación la información y anexamos al presente, la documentación correspondiente a lo solicitado por la entidad en los diferentes aspectos, una vez realizado los respectivos informes:

1. Según el informe de evaluación de aspectos jurídicos se realiza subsanación del documento GARANTIA DE SERIEDAD DE LA OFERTA, en donde por error involuntario se digito mal; por lo anterior se allega el documento con las respectivas ACLARACIONES.
2. Según el informe de evaluación técnica, se allega a la entidad documento del informe técnico, sobre el contrato 5573 – 04 al cual se realizó la interventoría bajo el contrato 5564 – 04, en dicho documento se relacionan todas las actividades y entregables para dicho proyecto, y se evidencia el total cumplimiento del contratista con lo requerido por la entidad para el proceso de contratación de la referencia.

Dado lo anterior y realizadas las respectivas aclaraciones, se da total cumplimiento por parte del proponente sobre los requisitos establecidos por la entidad, y de esta forma poder avanzar con el proceso de contratación.

Gracias por su atención,

CONSTRUOBRAS ISAVAL S.A.S
NIT No. 901.292.202 – 1

CALLE 32 No 25 – 50 TORRE C OFICINA 602
BUCARAMANGA – SANTANDER

SEGUROS DEL ESTADO S.A.

NIT. 860.009.578-6

POLIZA DE SEGURO DE CUMPLIMIENTO ENTIDAD ESTATAL

DECRETO 1082 DE 2015

CIUDAD DE EXPEDICIÓN	SUCURSAL	COD.SUC	NO.PÓLIZA	ANEXO
BUCARAMANGA	BUCARAMANGA	96	96-44-101180384	1

FECHA EXPEDICIÓN DÍA	MES	AÑO	VIGENCIA DESDE DÍA	MES	AÑO	A LAS HORAS	VIGENCIA HASTA DÍA	MES	AÑO	A LAS HORAS	TIPO MOVIMIENTO
19	04	2023	17	04	2023	00:00	17	08	2023	23:59	ANEXO NO CAUSA PRIMA

DATOS DEL TOMADOR / GARANTIZADO

NOMBRE O RAZON SOCIAL	IDENTIFICACIÓN	TELÉFONO
CONSTRUOBRAS ISAVAL S.A.S.	NIT: 901.292.202-1	6569879

DIRECCIÓN: CL 32 NRO. 25 - 50 AP 602 T C — CIUDAD: BUCARAMANGA, SANTANDER

DATOS DEL ASEGURADO / BENEFICIARIO

ASEGURADO / BENEFICIARIO:	IDENTIFICACIÓN	TELÉFONO
MUNICIPIO DE BUCARAMANGA	NIT: 890.201.222-0	6337000

DIRECCIÓN: CL 35 NRO. 10 - 43 F 1 PISO 2 — CIUDAD: BUCARAMANGA, SANTANDER

ADICIONAL:

OBJETO DEL SEGURO

CON SUJECIÓN A LAS CONDICIONES GENERALES DE LA PÓLIZA QUE SE ANEXAN ECU010B, QUE FORMAN PARTE INTEGRANTE DE LA MISMA Y QUE EL ASEGURADO Y EL TOMADOR DECLARAN HABER RECIBIDO Y HASTA EL LÍMITE DE VALOR ASEGURADO SEÑALADO EN CADA AMPARO, SEGUROS DEL ESTADO S.A., GARANTIZA:

LOS PERJUICIOS DERIVADOS DEL INCUMPLIMIENTO DEL OFRECIMIENTO REFERENTE A LA INTERVENTORIA A LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LAS OBRAS DE MITIGACION SECTORES MIRAMANGA, LA INDEPENDENCIA, GAITAN, JOSE ANTONIO GALAN, CLUB GALLINERAL Y CRISTAL BAJO PRODUCTO DE LA DECLARATORIA DE CALAMIDAD PUBLICA DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA, SANTANDER SEGUN INVITACION A PRESENTAR PROPUESTA REGIMEN ESPECIAL DE CONTRATACION LEY 1523 DE 2012 No.SI-SI-CREC-003-2023

AMPAROS

RIESGO: INTERVENTORIA

AMPAROS	VIGENCIA DESDE	VIGENCIA HASTA	SUMA ASEG/ACTUAL	SUMA ASEG/ANTERIOR
SERIEDAD DE LA OFERTA	17/04/2023	17/08/2023	$17,202,100.00	

FECHA ADJUDICACIÓN : 30/04/2023

ACLARACIONES

MEDIANTE EL PRESENTE ANEXO SE ACLARA NUMERO DE PROCESO Y OBJETO A LA GARANTIA, ASI:

INVITACION A PRESENTAR PROPUESTA REGIMEN ESPECIAL DE CONTRATACION LEY 1523 DE 2012 No.SI-SI-CREC-005-2023

LOS PERJUICIOS DERIVADOS DEL INCUMPLIMIENTO DEL OFRECIMIENTO REFERENTE A LA INTERVENTORIA A LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LAS OBRAS DE MITIGACION SECTORES MIRAMANGA, LA INDEPENDENCIA, GAITAN, JOSE ANTONIO GALAN, CLUB GALLINERAL Y CRISTAL BAJO PRODUCTO DE LA DECLARATORIA DE CALAMIDAD PUBLICA DEL MUNICIPIO DE BUCARAMANGA, SANTANDER SEGUN INVITACION A PRESENTAR PROPUESTA REGIMEN ESPECIAL DE CONTRATACION LEY 1523 DE 2012 No.SI-SI-CREC-005-2023

VALOR PRIMA NETA	GASTOS EXPEDICIÓN	IVA	TOTAL A PAGAR	VALOR ASEGURADO TOTAL	PLAN DE PAGO
$ **********0.00	$ **********0.00	$ **********0.00	$ **********0.00	$ *******17,202,100.00	CONTADO

INTERMEDIARIO			DISTRIBUCION COASEGURO		
NOMBRE	CLAVE	% DE PART.	NOMBRE COMPAÑIA	% PART.	VALOR ASEGURADO
LASMAR SEGUROS LIMITADA	143670	100.00			

QUEDA EXPRESAMENTE CONVENIDO QUE LAS OBLIGACIONES DE SEGUROS DEL ESTADO S.A. SE REFIERE UNICAMENTE AL OBJETO Y OBSERVACIONES DE LA(S) GARANTIA(S) QUE SE ESPECIFICAN EN ESTE CUADRO.

NOTA: SEGUROS DE ESTADO S.A SE RESERVA EL DERECHO DE REVISAR Y HACER ACOMPAÑAMIENTO AL RIESGO ASUMIDO DURANTE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE PÓLIZA, POR LO TANTO EL ASEGURADOR COMO EL TOMADOR, PRESTARAN SU COLABORACIÓN

PARA EFECTOS DE NOTIFICACIONES LA DIRECCIÓN DE SEGUROS DEL ESTADO S.A. ES CALLE 44 NO 36-08 - TELEFONO: 6578486 - BUCARAMANGA

96-44-101180384

FIRMA AUTORIZADA: Gabriela A. Zarante B. - Secretaria General

FIRMA TOMADOR

VIGILADO SUPERINTENDENCIA FINANCIERA DE COLOMBIA

SEGUROS DEL ESTADO S.A.

NIT. 860.009.578-6

POLIZA DE SEGURO DE CUMPLIMIENTO ENTIDAD ESTATAL

DECRETO 1082 DE 2015

CIUDAD DE EXPEDICIÓN	SUCURSAL	COD.SUC	NO.PÓLIZA	ANEXO
BUCARAMANGA	BUCARAMANGA	96	96-44-101180384	1

FECHA EXPEDICIÓN DÍA	MES	AÑO	VIGENCIA DESDE DÍA	MES	AÑO	A LAS HORAS	VIGENCIA HASTA DÍA	MES	AÑO	A LAS HORAS	TIPO MOVIMIENTO
19	04	2023	17	04	2023	00:00	17	08	2023	23:59	ANEXO NO CAUSA PRIMA

DATOS DEL TOMADOR / GARANTIZADO

NOMBRE O RAZÓN SOCIAL		IDENTIFICACIÓN	
	CONSTRUOBRAS ISAVAL S.A.S.		NIT: 901.292.202-1
DIRECCIÓN: CL 32 NRO. 25 - 50 AP 602 T C	**CIUDAD:** BUCARAMANGA, SANTANDER	**TELÉFONO:**	6569879

DATOS DEL ASEGURADO / BENEFICIARIO

ASEGURADO / BENEFICIARIO:		IDENTIFICACIÓN	
	MUNICIPIO DE BUCARAMANGA		NIT: 890.201.222-0
DIRECCIÓN: CL 35 NRO. 10 - 43 F 1 PISO 2	**CIUDAD:** BUCARAMANGA, SANTANDER	**TELÉFONO:**	6337000

ADICIONAL:

TEXTO ACLARATORIO

QUEDA EXPRESAMENTE CONVENIDO QUE LAS OBLIGACIONES DE SEGUROS DEL ESTADO S.A. SE REFIERE UNICAMENTE AL OBJETO Y OBSERVACIONES DE LA(S) GARANTIA(S) QUE SE ESPECIFICAN EN ESTE CUADRO.

NOTA: SEGUROS DE ESTADO S.A SE RESERVA EL DERECHO DE REVISAR Y HACER ACOMPAÑAMIENTO AL RIESGO ASUMIDO DURANTE LA VIGENCIA DE LA PRESENTE PÓLIZA, POR LO TANTO EL ASEGURADOR COMO EL TOMADOR, PRESTARAN SU COLABORACIÓN

PARA EFECTOS DE NOTIFICACIONES LA DIRECCIÓN DE SEGUROS DEL ESTADO S.A. ES CALLE 44 NO 36-08 - TELEFONO: 6578486 - BUCARAMANGA

96-44-101180384

FIRMA AUTORIZADA: Gabriela A. Zarante B. - Secretaria General

FIRMA TOMADOR

VIGILADO SUPERINTENDENCIA FINANCIERA DE COLOMBIA

SEGUROS DEL ESTADO S.A.

NIT. 860.009.578-6

CONSTANCIA DE NO REVOCATORIA NI CANCELACION POR FALTA DE PAGO DE LA PRIMA

Hacemos constar, que la póliza Nº 101180384, anexo 1, no expirara por falta de pago de la prima, ni por revocatoria unilateral del tomador de la póliza o de la aseguradora.

Lo anterior de conformidad con lo establecido en el decreto 1082 de 2015 el cual regula las garantías ante entidades estatales

Dado en BUCARAMANGA a los 19 días del mes de ABRIL de 2023

96-44-101180384

FIRMA AUTORIZADA: Gabriela A. Zarante B. - Secretaria General

SEGUROS DEL ESTADO S.A.

77099980211670046294 66

Nit: 860009578-6

SEGUROS DEL ESTADO GENERALES

RECIBO DE PAGO Nº: 10000046294660

CERTIFICAMOS QUE:

FECHA	
14/04/2023 06:08p.m.	

RECIBIMOS DE: CONSTRUOBRAS ISAVAL S.A.S. | NIT. 901.292.202

LA SUMA DE: Cuarenta mil doscientos veinticinco pesos .**********

POR CONCEPTO DE: PAGO BOLETA RECAUDO REF. NRO.: 10000046294660

SUC - RAMO - POLIZA - ENDOSO - CUOTA	PRIMA	GASTO	IVA	VALOR
BUCARAMANGA-44-101180384-0-1	$33,802.00		$6,423.00	$40,225.00

FORMA DE PAGO

Pse - $ 40,225.00

EFECTIVO:
CHEQUE:
TARJETA:
BD: 40,225.00
OTROS:

TRANSACCION: 0004629466

TOTAL: $40,225.00

CAJERO: PAGUESTADO

4/14/2023 6:18:25PM

172.16.10.23

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN **4**
1 INVESTIGACION DE CAMPO **5**
2 INFORMACION SECUNDARIA **7**
2.1 DEFINICIÓN DE LA CUENCA 7
2.2 HIDROLOGÍA 9
2.2.1 Estaciones en el área de estudio 9
2.2.2 Caracterización Física 14
2.3 GEOLOGÍA 27
3 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION HIDROLOGICA **28**
3.1 TRATAMIENTO PROBABILÍSTICO DE LA INFORMACIÓN 28
3.2 RESULTADOS DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD 29
3.2.1 Precipitaciones máximas en 24 horas 29
3.2.2 Precipitaciones para diferentes duraciones de lluvia 30
3.3 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN 39
3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA PARA CADA PUNTO DE ENTRADA 46
3.5 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DE CAUDAL MÁXIMO DE DISEÑO 47
3.6 SELECCIÓN DEL MÉTODO A EMPLEAR 53
4 HIDRAULICA DE INUNDACION **56**
4.1 CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING 56
4.2 ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD POR SECCIONES 66
4.3 ESTRUCTURAS EN EL RIO 67
4.4 AMENAZAS DE INUNDACION SOBRE SECTORES POBLADOS 69
5 SOCAVACIÓN **82**
5.1 TENDENCIA DE LA SOCAVACIÓN 82
5.2 PENDIENTE DE EQUILIBRIO 83
5.3 SOCAVACIÓN POR EFECTO DE CURVA 94
5.4 SOCAVACIÓN POR EFECTO DE PASO DE AVENIDA 95
5.5 SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES 96
6 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE CONTROL DE INUNDACIONES **101**
6.1 SITIOS DE PONTEADERO 101
6.2 SECTOR DE PIEDECUESTA 104
6.3 SECTOR RURAL DE GIRON – CIUDADELA NUEVA GIRON 105
6.4 SECTOR URBANO DE GIRON 106
6.4.1 Sitios Seleccionados 106
6.4.2 Bosquejo de la solución 109
6.4.3 Alternativas de localización 116
7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES **127**

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Precipitaciones máximas en Estación Llano Grande
Tabla 2.2 Precipitaciones máximas en la Estación La Granja
Tabla 2.3 Precipitaciones máximas en la Estación Club Campestre
Tabla 2.4 Precipitaciones máximas en la Estación El Rasgón
Tabla 2.5 Calculo de Área
Tabla 2.6 Perímetro de la Cuenca
Tabla 2.7 Longitud del Cauce principal
Tabla 2.8 Coeficiente de Gravelius Cs
Tabla 2.9 Forma de la Cuenca de Acuerdo al Cs.
Tabla 2.10 Rectángulo Equivalente
Tabla 2.11 Altura Media de la Cuenca
Tabla 2.12 Coeficiente de Masividad
Tabla 2.13 Coeficiente Ortográfico CO
Tabla 2.14 Densidad de drenaje
Tabla 2.15 Pendiente Media de la Corriente Principal
Tabla 2.16 Alejamiento Medio
Tabla 2.17 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 periodo 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 de La Granja
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
Tabla 3.8 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 30 minutos para la estación de Club Campestre
Tabla 3.9 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 30 y 240 minutos para la estación de Club Campestre
Tabla 3.10 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la estación de El Rasgón
Tabla 3.11 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 90 minutos para la estación de El Rasgón
Tabla 3.12 Áreas de cada drenaje por estación
Tabla 3.13 Porcentajes de áreas de cada drenaje por estación
Tabla 3.14 Áreas de cada drenaje por punto de entrada
Tabla 3.15 Porcentajes de áreas de cada drenaje por punto de entrada
Tabla 3.16 Curvas de escorrentía para los complejos de suelo cobertura CN
Tabla 3.17 Números de curva para casos de condición de humedad antecedente III

Tabla 3.18 Características de la cuenca por tramos del río de Oro
Tabla 3.19 Hidrograma sintético de Snyder
Tabla 3.20 Hidrograma unitario triangular del USBR
Tabla 3.21 Hidrograma triangular de Temez
Tabla 3.22 Hidrograma sintético del SCS
Tabla 3.23 Caudales de diseño para el punto de entrada del Puente El Conquistador
Tabla 4.1 Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación de Cowan
Tabla 4.2 Niveles de inundación en Ciudadela Nueva Girón.
Tabla 4.3 Datos hidraúlicos de estructuras existentes sobre el Río de Oro
Tabla 5.1
Tabla 5.2 Tramos homogéneos para análisis de socavación regresiva
Tabla 5.3 Análisis de socavación regresiva
Tabla 5.4 Socavación en puentes
Tabla 6.1 Planicies de inundación en ha. para períodos de retorno de 25 y 500 años
Tabla 6.2 Caudales en planicies de inundación
Tabla 6.3 Balance hídrico para represa en Llano Grande
Tabla 6.4 Balance hídrico para represa en Chocoita
Tabla 6.5 Balance hídrico para represa en Pajonal
Tabla 6.6 Balance hídrico para represa en Llano Grande con Chocoita
Tabla 6.7 Balance hídrico para represa en Llano Grande con Pajonal
Tabla 6.8 Balance hídrico para represa en Llano Grande con Chocoita y Pajonal
Tabla 6.9 Balance hídrico para represa en Chocoita con Pajonal
Tabla 6.10 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa Llano Grande
Tabla 6.11 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa Chocoita
Tabla 6.12 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Pajonal
Tabla 6.13 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Llano Grande por el efecto combinado de represas en Llano Grande y Chocoita
Tabla 6.14 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Llano Grande por el efecto combinado de represas en Llano Grande y Pajonal
Tabla 6.15 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Llano Grande por el efecto combinado de represas en Llano Grande, Chocoita y Pajonal
Tabla 6.16 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Chocoita por el efecto combinado de represas en Chocoita y Pajonal
Tabla 6.17 Balance hídrico en sitios de presa para control de inundaciones aguas abajo para un periodo de retorno de 50 años
Tabla 6.18 Balance hídrico en sitios de presa para control de inundaciones aguas abajo para un periodo de retorno de 500 años
Tabla 6.19 Costo de alternativas involucrando represa en Llano Grande
Tabla 6.20 Costo de alternativas sin represa en Llano Grande
Tabla 6.21 Análisis de costo - Beneficio para períodos de retorno de 500 y 50 años
Tabla 6.22 Análisis de costo - Beneficio para períodos de retorno de 500 y 50 años, sin incluir costo de viviendas de Ciudadela Nueva Girón

INTRODUCCIÓN

La Corporación Autónoma Regional para la Defensa de la Meseta, contrató el estudio de amenaza por inundación en la cuenca media del Río de Oro con nuestra Empresa, Cicico Ltda, por medio del Contrato No. 5573-04, del año 2008.

El alcance general del estudio y diseño, consiste en conocer con precisión el estado de los niveles de inundación y establecer una zonificación de amenaza por inundación para el cauce del Río de Oro en el sector comprendido entre la parte alta del Municipio de Piedecuesta y Vahondo del municipio de Girón, 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 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 su construcción.

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.

Con el objeto de elaborar documentos ágiles de consulta y entregar un producto con toda la información solicitada en los términos de referencia, se procede a presentar el estudio por volúmenes separados, teniendo en cuenta los temas o especialidades que se generan durante el desarrollo del proyecto.

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

El informe 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.

1 INVESTIGACION DE CAMPO

El día 14 de Enero de 2008 se realizó la primera investigación de campo en la cual participaron el director del proyecto, el geólogo y dos topógrafos.

La investigación abarcó la totalidad del recorrido del Río de Oro entre el Puente El Conquistador en Piedecuesta hasta Vahondo en las cercanías de Girón.

El recorrido se realizó inicialmente por las vías de Piedecuesta, hasta el Puente de la carrera 6 y de allí hacia abajo por la vía a Barroblanco, hasta la unión de esta vía con la vía que de Piedecuesta conduce a la cárcel de Palogordo, continuando finalmente por esta hasta el sector de Vahondo en Girón.

En la ruta hay una gran cantidad de caminos veredales que permiten el acceso al Río en los eventos que este se aparta de las vías señaladas.

En la primera visita se destacaron las condiciones de localización de la parte baja de la Urbanización Nuevo Girón la cual se halla en una depresión del terreno rodeada en un 70% por laderas y el 30% restante por un muro construido posiblemente para defender la zona de las amenazas del Río de Oro. Esta condición confina las aguas pluviales y sanitarias internas las cuales posiblemente deben ser evacuadas por bombeo. Desconocemos si esta situación y la potencial amenaza del Río sobre la urbanización han sido estudiadas.

Levantamiento Altimétrico y Planimétrico del sector a estudiar.

El día 16 de Enero se iniciaron las acciones de campo en topografía con tres comisiones, acciones que se prolongaron por tres meses.

El levantamiento se realizó con base en secciones transversales cada 25 metros en el sector urbano de Piedecuesta comprendido entre aguas arriba del Puente El Conquistador, 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.

Durante el desarrollo del trabajo topográfico se recopiló archivo fotográfico de los sitios de interés, fotografías que fueron incorporadas a los planos, detallando su localización.

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

Nombre del Punto: GPS – ST - 005
Localización : Barrio San Francisco
Municipio: Piedecuesta

Nombre del Punto: GPS – D- ST - 040
Localización : Alto de La Virgen
Municipio: Piedecuesta

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

2 INFORMACION SECUNDARIA

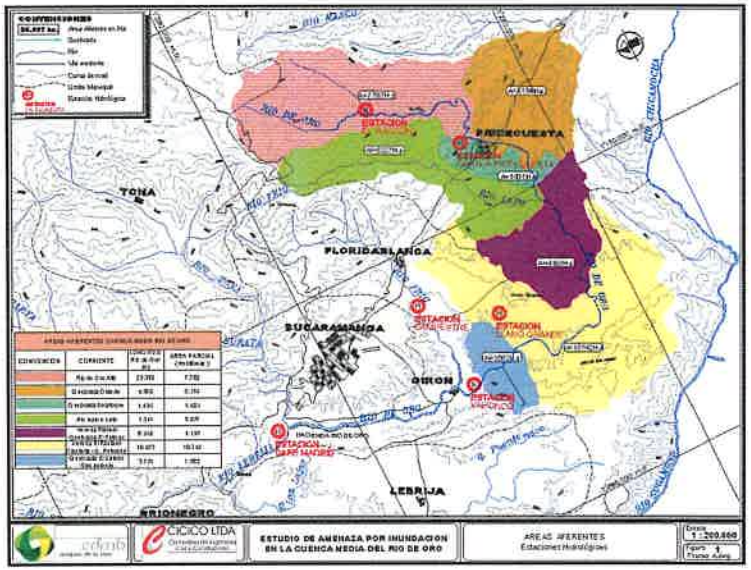
2.1 DEFINICIÓN DE LA CUENCA

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

SECTOR	LONGITUD DE RIO m	AREA AFERENTE PARCIAL Ha
Río de Oro alto	23.378	7.782
Q. Grande	4.966	5.154
Q. Soratoque	1.495	1.401
Río Lato	1.241	5.227
Vereda Pajonal-Q. El Palmar	8.916	4.193
Vereda El Pantano-Cantalta-Q. Ruitoque	10.423	10.742
Q, El Salado - San Antonio	3.721	1.582
TOTAL	**54.140**	**36.081**

Igualmente de acuerdo con la cartografía disponible, el Río nace en el páramo de Berlín a 3.400 msnm y culmina para efecto del presente proyecto en Vahondo, Municipio de Girón, a 800 msnm. Con una pendiente promedia de 4,8 % en este tramo. Aguas abajo de Vahondo el río posee una longitud de 11.700 metros hasta su unión con el Río Suratá, punto a partir del cual toma el nombre de Lebrija hasta su entrega final al Río Magdalena.

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



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.

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
Fechas de instalación 1970

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

- Estaciones pluviométricas

Nombre: El Picacho 2319030
Latitud: 07 07 N
Longitud: 72 58 W
Elevación: 3310 msnm
Fechas de instalación 1967

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

Nombre: Aeropuerto Palonegro 2319513
Latitud: 07 08 N
Longitud: 73 11 W
Elevación: 1189 msnm
Fechas de instalación 1974

- Estaciones limnimétricas

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

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

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.

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.

La estación de Vahondo fue destruida por los sucesos de Febrero de 2005 por lo cual la información de este evento no se halla disponible.

A título meramente informativo se muestra en la **figura 2** el comportamiento de caudales históricos en la estación El Conquistador para períodos de retorno de 2, 5, 10, 20 100 y 500 años.

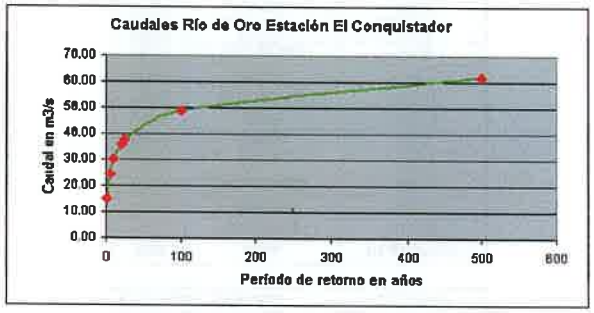


Figura 2. Comportamiento histórico de caudales en la Estación El Conquistador

Las precipitaciones máximas seleccionadas se muestran para la estación Llano Grande en la **tabla 2.1** y para la Granja en la **tabla 2.2.**

Los pluviogramas de los aguaceros más representativos en términos de precipitación de las estaciones La Granja con 38 años de registros y Llano Grande 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 2.1 Precipitaciones máximas en Estación Llano Grande

Estación Llano Grande	2319511

Año	Mes	Intensidad
1981	Octubre	55.6
1982	Julio	57.0
1987	Marzo	92.4
1992	Noviembre	85.3
1995	Julio	68.8
1998	Enero	100.6
1998	Marzo	86.0
1998	Octubre	84.7
2000	Mayo	84.0
2002	Marzo	71.2
2002	Mayo	61.0
2003	Marzo	95.3
2003	Octubre	73.4
2004	Febrero	100.0
2005	Febrero	182.0

Fuente: IDEAM

Tabla 2.2 Precipitaciones máximas en la Estación La Granja

Estación La Granja	2319070

Año	Mes	Intensidad
1975	Diciembre	103.5
1976	Agosto	96.2
1979	Noviembre	80.5
1980	Mayo	100.1
1986	Marzo	80.5
1986	Abril	113.0
1990	Noviembre	103.0
1991	Enero	111.2
1992	Noviembre	91.9
1996	Marzo	82.7
1997	Marzo	94.7
1998	Enero	133.5
2001	Octubre	90.6
2003	Abril	93.3
2004	Junio	103.0
2005	Febrero	93.3

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 2.3** y para El Rasgón en **la tabla 2.4.**

Tabla 2.3 Precipitaciones máximas en la Estación Club Campestre

Estación Club Campestre		2319079
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 2.4 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.

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 km^2.

En la **Tabla 2.5** se resumen los resultados de las áreas calculadas para las cuencas en consideración.

TABLA 2.5. Calculo de Área

CUENCA	A (km^2)
Rio de Oro Alto	77.82
Quebrada Grande	51.51
Quebrada Soratoque	14.02
Rio Lato	52.27
Quebrada El Palmar	41.98
Quebrada Ruitoque	107.43
Quebrada San Antonio	15.82

- **Perímetro de la Cuenca [P]**

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

TABLA 2.6. Perímetro de la Cuenca

CUENCA	P (km)
Rio de Oro Alto	46.89
Quebrada Grande	32.8
Quebrada Soratoque	21.97
Rio Lato	48.21
Quebrada El Palmar	32.15
Quebrada Ruitoque	66.44
Quebrada San Antonio	17.69

- **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 2.7** se consignan los resultados obtenidos para las cuencas en estudio.

TABLA 2.7. Longitud del Cauce principal

CUENCA	L (km)
Rio de Oro Alto	23.80
Quebrada Grande	11.45
Quebrada Soratoque	8.35
Rio Lato	21.14
Quebrada El Palmar	9.62
Quebrada Ruitoque	11.57
Quebrada San Antonio	3.09

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:

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

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 2.8**

TABLA 2.8. Coeficiente de Gravelius Cs

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

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

TABLA 2.9. Forma de la Cuenca de Acuerdo al Cs.

CUENCA	Cs	Forma
Rio de Oro Alto	1.50	Ovalada
Quebrada Grande	1.29	Ovalada
Quebrada Soratoque	1.66	Oblonga
Rio Lato	1.88	Irregular
Quebrada El Palmar	1.40	Ovalada
Quebrada Ruitoque	1.81	Irregular
Quebrada San Antonio	1.25	Ovalada

- **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.

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

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

Donde:

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

Los valores obtenidos para las cuencas se presentan a continuación:

TABLA 2.10. Rectángulo Equivalente

CUENCA	l km	L km	AREA km²
Rio de Oro Alto	3.96	19.66	77.82
Quebrada Grande	4.17	12.35	51.51
Quebrada Soratoque	1.46	9.61	14.02
Rio Lato	2.39	21.90	52.27
Quebrada El Palmar	3.24	12.95	41.98
Quebrada Ruitoque	3.60	29.87	107.43
Quebrada San Antonio	2.45	6.46	15.82

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 isométrica 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 1. Curva Hipsométrica Cuenca Río de Oro Alto

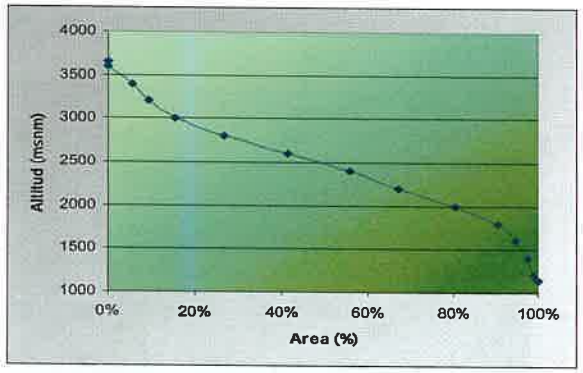


FIGURA 2. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Grande

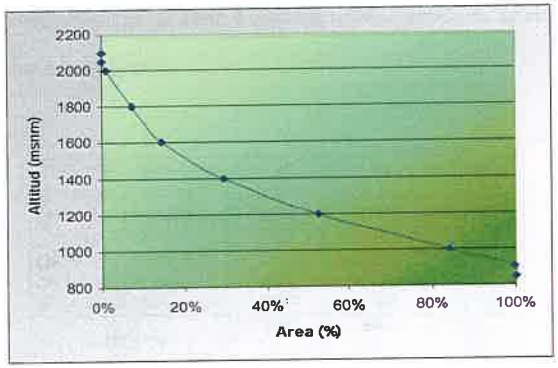


FIGURA 3. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Soratoque

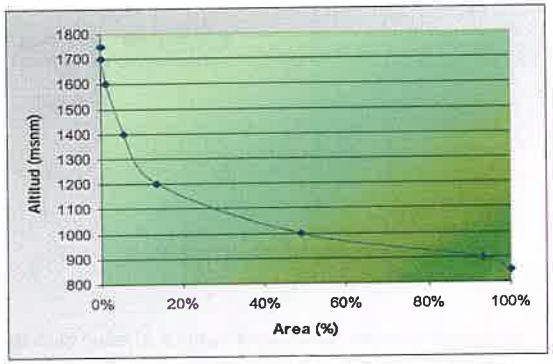


FIGURA 4. Curva Hipsométrica Cuenca Río Lato

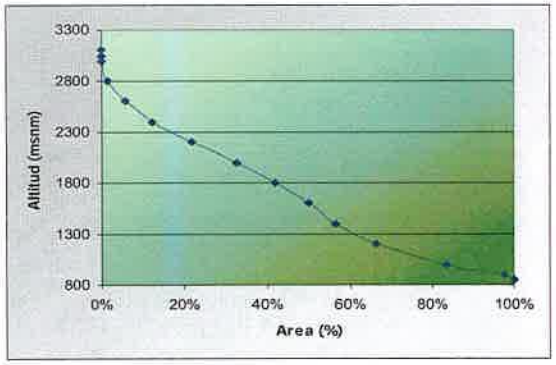


FIGURA 5. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada El Palmar

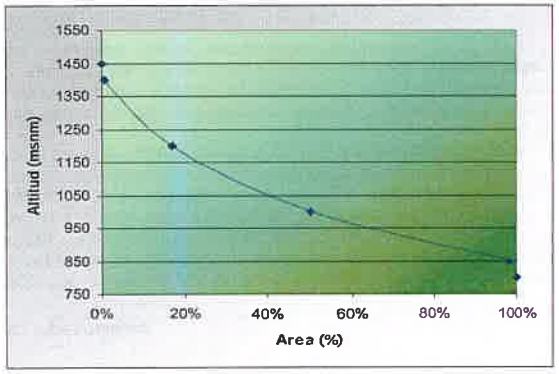


FIGURA 6. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada Ruitoque

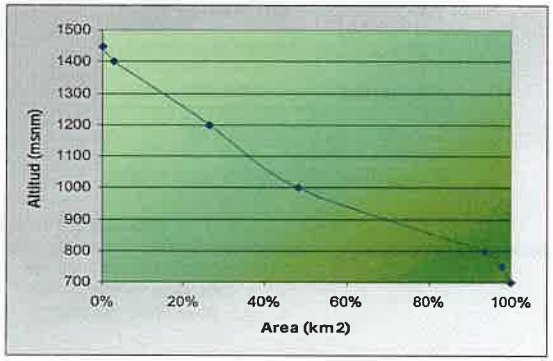
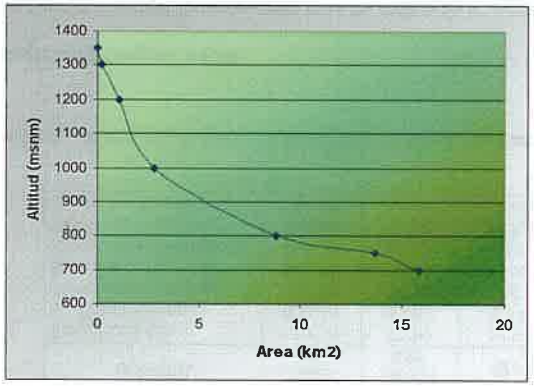


FIGURA 7. Curva Hipsométrica Cuenca Quebrada San Antonio



- **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 msnm
V : Volumen de la cuenca en m^3
A : Área de la cuenca en m^2

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

TABLA 2.11. Altura Media de la Cuenca

CUENCA	AREA m^2	VOLUMEN m^3	h_{media} m
Rio de Oro Alto	77.82	102,436	1316
Quebrada Grande	51.51	22,398	435
Quebrada Soratoque	14.02	2,910	208
Rio Lato	52.27	41,870	801
Quebrada El Palmar	41.98	10,299	245
Quebrada Ruitoque	107.43	36,888	343
Quebrada San Antonio	15.82	2,923	185

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:

$$tg\alpha = h / A$$

Donde:

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

TABLA 2.12. Coeficiente de Masividad

CUENCA	h_{media} m	AREA km^2	tg α
Rio de Oro Alto	1316.25	77.82	16.91
Quebrada Grande	434.86	51.51	8.44
Quebrada Soratoque	207.58	14.02	14.81
Rio Lato	800.99	52.27	15.32
Quebrada El Palmar	245.32	41.98	5.84
Quebrada Ruitoque	343.38	107.43	3.20
Quebrada San Antonio	184.73	15.82	11.67

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 2.13. Coeficiente Ortográfico C_O

CUENCA	CO
Rio de Oro Alto	22,261.93
Quebrada Grande	3,671.51
Quebrada Soratoque	3,074.06
Rio Lato	12,274.12
Quebrada El Palmar	1,433.56
Quebrada Ruitoque	1,097.61
Quebrada San Antonio	2,156.65

Un coeficiente orográfico mayor indica un relieve mas accidentado de la cuenca.

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:

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

Donde:

Dd : Densidad de drenaje en km/km^2
∑Li : 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.

TABLA 2.14. Densidad de drenaje

CUENCA	∑Li km	AREA km^2	D km/km^2
Rio de Oro Alto	188.27	77.82	2.42
Quebrada Grande	203.68	51.51	3.95
Quebrada Soratoque	49.34	14.02	3.52
Rio Lato	164.85	52.27	3.15
Quebrada El Palmar	140.19	41.98	3.34
Quebrada Ruitoque	386.83	107.43	3.60
Quebrada San Antonio	58.16	15.82	3.68

- **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:

D : Densidad de drenaje en km/km^2
SC : Densidad de drenaje en km/km^2
Hmáx : Cota máxima del cauce en msnm
Hmín : Cota mínima del cauce en msnm
L : Longitud del cauce principal en m

TABLA 2.15. Pendiente Media de la Corriente Principal

CUENCA	ALTITUD		L	j
	inicial	final	km	%
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%

- **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 km^2
L : Longitud de la corriente mas larga en km

TABLA 2.16. Alejamiento Medio

CUENCA	L km	AREA km^2	a
Rio de Oro Alto	23.80	77.82	2.70
Quebrada Grande	11.45	51.51	1.60
Quebrada Soratoque	8.35	14.02	2.23
Rio Lato	21.14	52.27	2.92
Quebrada El Palmar	9.62	41.98	1.48
Quebrada Ruitoque	11.57	107.43	1.12
Quebrada San Antonio	3.09	15.82	0.78

- **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 2.17. 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
Giandotti	Rio de Oro Alto	2.45
	Quebrada Grande	2.75
	Quebrada Soratoque	2.39
	Rio Lato	2.68
	Quebrada El Palmar	3.22
	Quebrada Ruitoque	3.97
	Quebrada San Antonio	0.91

2.3 GEOLOGÍA

En términos generales se puede afirmar que las condiciones actuales del componente geosférico de la zona de estudio determinan condiciones desfavorables en la mitigación de problemas relacionados con amenazas por inundación del Río de Oro.

La mayor parte de la cuenca media del río de Oro se asienta sobre depósitos cuaternarios conformados por terrazas bajas y terrazas medias de depósitos de abanico, con morfología plana a ligeramente inclinada.

En la parte media y baja de la cuenca afloran estratos de rocas areniscas y limolitas pertenecientes a la Formación Girón y estratos competentes masivos de areniscas de grano medio pertenecientes a la Formación Tambor.

Complementariamente, el comportamiento y la evolución de las eventuales construcciones que sobre el área de planificación se desarrollen, estará supeditado al diseño y naturaleza de las mismas, así como al mantenimiento y conservación que se haga sobre ellas.

En la actualidad el área de la cuenca no se encuentra afectada por deslizamientos. Solo existe presencia de procesos erosivos tipo laminar en sectores de Palo Gordo, Chocoita y alrededores de la Ciudadela Nuevo Girón.

La presencia de materiales de desecho de construcción sobre el cauce del río de Oro, preocupa debido que estos desechos podrían hacer parte activa una creciente fuerte con un alto grado de generar avalanchas.

SITIOS DE CONTROL DE INUNDACIONES

Los suelos encontrados en el área del proyecto corresponden horizontes de limolitas intercaladas con areniscas para el sector de la Ciudadela Nuevo Girón, las cuales pertenecen a la Formación Girón.

Para el sector de Chocoita predominan areniscas de grano grueso duras y compactas, en paquetes de 2.00 metros de espesor, que se intercalan con horizontes de arcillolitas de color gris claro e igualmente pertenecen a la Formación Girón.

La clasificación geomecánica de los macizos rocosos dio como resultado rangos de clase IV que es un valor malo para los taludes de limolitas en el sector de Ciudadela Nuevo Girón y de un rango de clase II que es un valor bueno para los estratos de arenisca en el sector de Chocoita

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 Y La Granja, 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.

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, 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 mas se ajustara a los datos. Los resultados de la aplicación de las seis funciones de distribución mencionadas se presentan en el Anexo 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 grafico. 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.

Aplicación de los métodos de prueba de bondad y análisis gráfico arrojaron resultados semejantes en las estaciones de La Granja, Club Campestre y Rasgón, presentando diferencias para la Estación Llano Grande. Se optó entonces por adoptar como válido el método gráfico.

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
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 MAXIMA EN 24 H (mm)			
	LLANO GRANDE	LA GRANJA	CLUB CAMPESTRE	EL RASGÓN
500	239.47	165.55	161.69	141.44
100	182.01	143.82	129.29	115.98
50	158.19	134.15	116.61	104.71
25	134.95	124.17	104.53	93.15
10	105.21	110.16	89.23	77.16
5	83.51	98.45	77.82	64.14
3	68.00	88.65	69.16	53.60
2	56.04	79.43	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. En la **tabla 3.3** se muestran las funciones de distribución seleccionadas para cada estación.

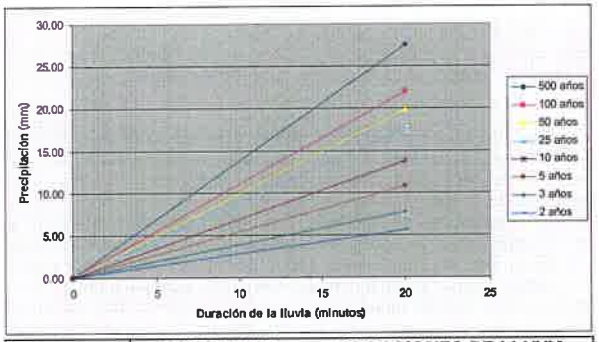
Tabla 3.3 Funciones de distribución seleccionadas para cada estación para el cálculo de la precipitación para diferentes duraciones de lluvia

ESTACIÓN	DISTRIBUCIÓN SELECCIONADA
Llano Grande	Pearson III
La Granja	Log pearson III
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 mas se ajustaran a los datos las cuales se muestran en las **tablas 3.4 a 3.11.**

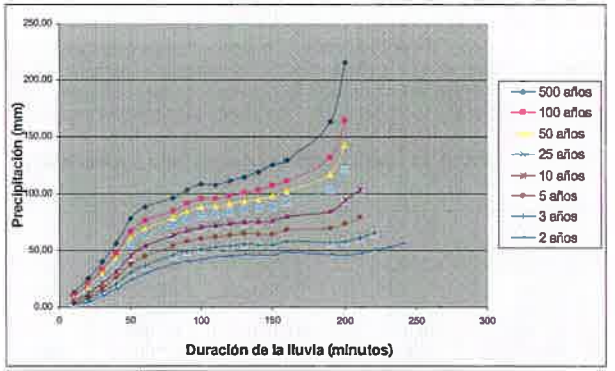
Tabla 3.4 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 20 minutos para la estación de Llano Grande



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

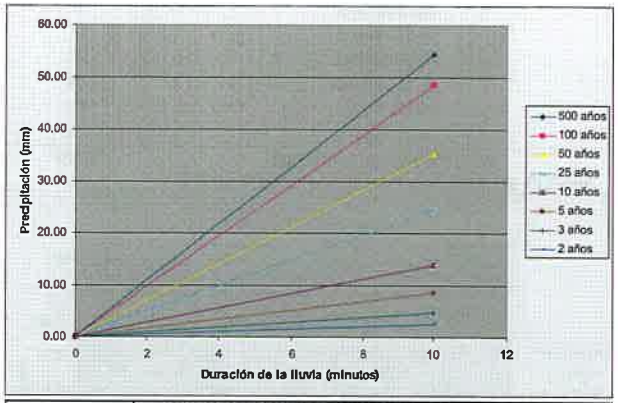
Tabla 3.5 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 20 y 200 minutos para la estación de Llano Grande



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	$P=0.00001*tr^3-0.0051*tr^2+0.9354*tr-11.128$

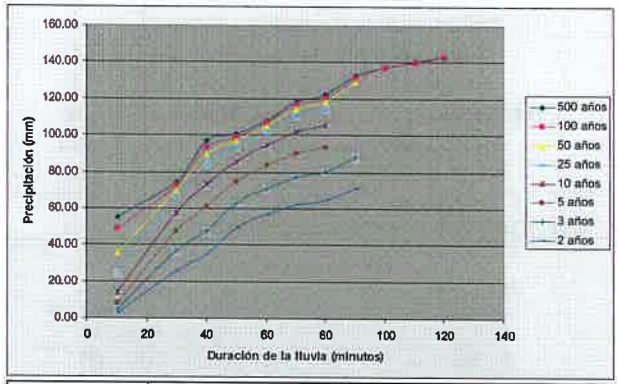
Fuente: Consultor

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

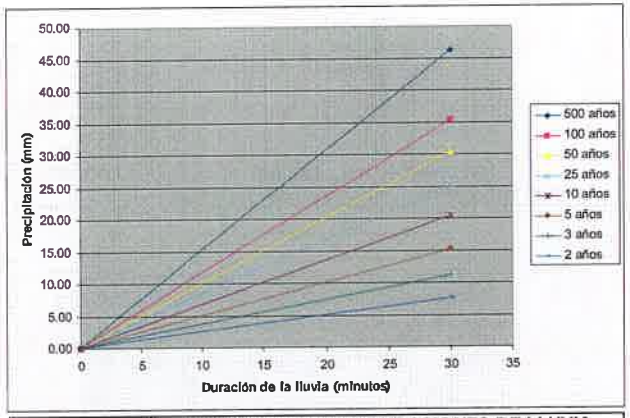
Tabla 3.7 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 10 y 120 minutos para la estación de La Granja



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

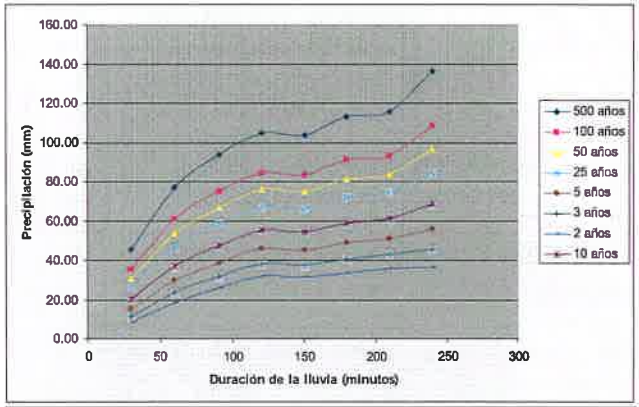
Tabla 3.8 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 30 minutos para la estación de Club Campestre



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

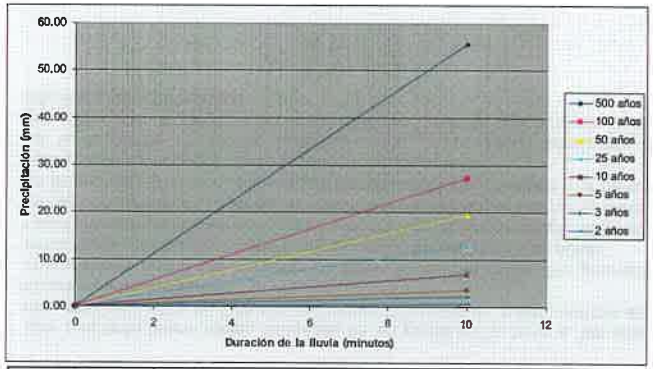
Tabla 3.9 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia entre 30 y 240 minutos para la estación de Club Campestre



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	$P=0.00002*D^3-0.0091*D^2+1.4722*C1254-6.0644$
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

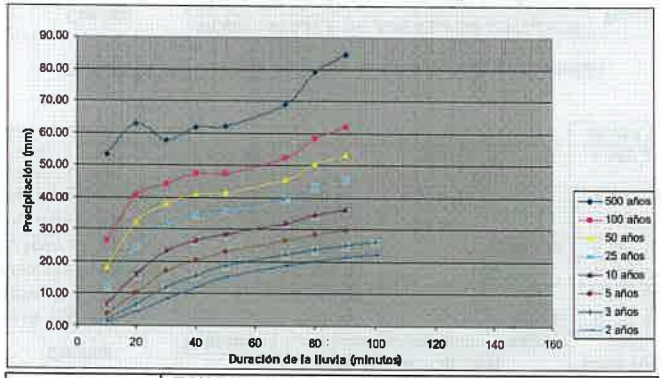
Tabla 3.10 Ecuaciones para el cálculo de la precipitación para duraciones de lluvia menores a 10 minutos para la estación de El Rasgón



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 3.11 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.

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

donde
Ai: es el área de influencia de la estación i
At: es el área total de la cuenca
Pi: 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 3.12** y por porcentajes de influencia por estación en la **tabla 3.13**

Tabla 3.12 Áreas de cada drenaje por estación

Cuenca	AREAS POR ESTACIÓN (ha)				Area Total (ha)
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón	
Rio de Oro alto		661.42		7,120.99	7,782.41
Quebrada Grande		5,146.98		3.62	5,150.60
Quebrada Soratoque		1,401.73			1,401.73
Río Hato o Lato		2,564.49		2,662.70	5,227.19
Quebrada El Palmar	1,657.09	2,516.06	24.93		4,198.08
Quebrada Ruitoque	8,683.91	486.07	1,572.56		10,742.54
Quebrada San Antonio	1,477.93		104.27		1,582.20
Fuente: Consultor					**36,084.75**

Tabla 3.13 Porcentajes de áreas de cada drenaje por estación

Cuenca	PORCENTAJES DE ÁREAS POR ESTACIÓN				Total
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón	
Rio de Oro alto	0.00%	8.50%	0.00%	91.50%	100%
Quebrada Grande	0.00%	99.93%	0.00%	0.07%	100%
Quebrada Soratoque	0.00%	100.00%	0.00%	0.00%	100%
Río Hato o Lato	0.00%	49.06%	0.00%	50.94%	100%
Quebrada El Palmar	39.47%	59.93%	0.59%	0.00%	100%
Quebrada Ruitoque	80.84%	4.52%	14.64%	0.00%	100%

Quebrada San Antonio	93.41%	0.00%	6.59%	0.00%	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 3.14 y 3.15** 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 3.14 Áreas de cada drenaje por punto de entrada

AREAS POR ESTACIÓN DE INFLUENCIA PARA CADA PUNTO DE ENTRADA (ha)					
Punto de entrada	ESTACIÓN				Total (ha)
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón	
Puente El Conquistador	0.00	661.42	0.00	7,120.99	7,782.41
Confluencia Quebrada Grande	0.00	5,808.40	0.00	7,124.61	12,933.01
Confluencia Quebrada Soratoque	0.00	7,210.13	0.00	7,124.61	14,334.74
Confluencia Río Lato	0.00	9,774.62	0.00	9,787.31	19,561.93
Confluencia Quebrada El Palmar	1,657.09	12,290.68	24.93	9,787.31	23,760.01
Confluencia Quebrada Ruitoque	10,341.00	12,776.75	1,597.49	9,787.31	34,502.55
Vahondo	11,818.93	12,776.75	1,701.76	9,787.31	36,084.75

Fuente: Consultor

Tabla 3.15 Porcentajes de áreas de cada drenaje por punto de entrada

PORCENTAJES DE AREA POR ESTACIÓN DE INFLUENCIA				
Punto de entrada	ESTACIÓN			
	LI grande	La Granja	Campestre	Rasgón
Puente El Conquistador	0.00%	8.50%	0.00%	91.50%
Confluencia Quebrada Grande	0.00%	44.91%	0.00%	55.09%
Confluencia Quebrada Soratoque	0.00%	50.30%	0.00%	49.70%
Confluencia Río Lato	0.00%	49.97%	0.00%	50.03%
Confluencia Quebrada El Palmar	6.97%	51.73%	0.10%	41.19%
Confluencia Quebrada Ruitoque	29.97%	37.03%	4.63%	28.37%
Vahondo	32.75%	35.41%	4.72%	27.12%

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 **3.16**. se muestran los diferentes valores de CN para esta condición.

Tabla 3.16 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
Caminos 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 3.17.** se muestran los números de curva para la condición III.

Tabla 3.17 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

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

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

con $$Po = \frac{5080}{CN - 50.8}$$

donde

E: Escorrentía potencial en mm
P: Precipitación en mm
Po: Infiltración potencial en mm
CN: Coeficiente hallado para el Área de Drenaje (SCS)

3.4 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA PARA CADA PUNTO DE ENTRADA

El ciclo hidrológico de una cuenca se puede esquematizar como un estímulo constituído 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 esta 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 lo tramos no son iguales se aplica la siguiente fórmula:

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

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 **3.18** se muestran estas características.

Tabla 3.18 Características de la cuenca por tramos del río de Oro

Tramo	Longitud Total m	Longitud al centroide m	Pendiente ponderada %
Rio de Oro alto hasta puente El Conquistador	23,796	14,425.00	9.18%
Quebrada Grande	10,722	7,070.00	2.28%
Q. Grande hasta confluencia con Q. Soratoque	12,043	8,370.00	2.17%
Q. Grande hasta confluencia con Río Lato	13,477	7,115.00	1.86%
Q. Grande hasta confluencia con Q. El Palmar	22,009	14,170.00	0.92%
Q. Grande hasta confluencia con Q. Ruitoque	31,955	18,770.00	0.86%
Q. Grande hasta Vahondo	36,313	22,350.00	0.82%

Fuente: Consultor

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 mas 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 mas 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 explicita. 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 esta 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 toral escurrido. Todo hidrograma unitario esta ligado a una duración de la lluvia en exceso.

b) Linealidad y proporcionalidad. Las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son directamente proporcionales

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

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 periodo 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 William y Hanna.

En las **tablas 3.19 a 3.20** se muestran las ecuaciones utilizadas por cada uno de estos autores con sus respectivas definiciones.

Tabla 3.19 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 :	Coeficiente regional 1.35 - 1.65	
L :	Longitud del cauce	km
L_c :	Long. del centroide de la cuenca a desemb.	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 :	Area de la cuenca	km^2

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

Tabla 3.20 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 :	Area de la cuenca en km2	km^2

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

Tabla 3.21 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 km2	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 3.22 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
$t_r =$	$2 * raiz(t_c)$	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 :	Area de la cuenca en km2	km^2

* Hidrología aplicada. Ven Te Chow. Pág 236

El primer punto de análisis de caudal para el presente estudio, como se muestra en la tabla 3.14, es el sitio denominado Puente El Conquistador, localizado sobre la vía Bucaramanga - Bogotá. Se realizó el cálculo del caudal para este sitio teniendo en cuenta periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años cuyos resultados se muestran en la **tabla 3.23.**

Tabla 3.23. Caudales de diseño para el punto de entrada del Puente El Conquistador

Periodo de retorno	Caudal en m^3/s
2	9
5	27
10	41
25	58
50	74
100	91
500	149

En la tabla 3.24 se muestran los resultados para todos los puntos de entrada asumidos.

Tabla 3.24. Caudales de diseño del Río de Oro

Periodo de retorno	caudal en m3/s					
	1	2	3	4	5	6
	Conquistador a Q. Grande	Q. Grande a Q. Soratoque	Q. Soratoque a Rio Lato	Rio Lato a Q. Palmar	Q. Palmar a Q. Ruitoque	Q. Ruitoque a Vahondo
2	9	71	91	133	201	299
5	27	140	173	243	323	487
10	41	179	215	304	398	601
25	58	211	250	351	454	709
50	74	228	273	383	491	769
100	91	236	277	389	510	828
500	149	279	316	437	553	946

3.6 SELECCIÓN DEL MÉTODO A EMPLEAR

A raiz 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 asignando 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 hidraúlicas (Geotecnología Ltda) Pag 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 los métodos de USBR (692 m3/s), Témez (769 m3/s) y William y Hann (764 m3/s). Otro método como Snyder nos coloca sensiblemente con valores muy inferiores (219 m3/s) y otro como el SCS con valores muy superiores (1.047 m3/s).

Otro punto de referencia que nos ayuda en la precisión del método a adoptar se correlaciona con los caudales históricos medidos en el Puente el Conquistador (Estación 2319743 IDEAM).

Los registros existen desde 1978 hasta 2003, último valor disponible, y su procesamiento para distintos períodos de retorno arroja los resultados mostrados en la tabla 3.25

Tabla 3.25 Caudales históricos para diferentes periodos de retorno

Periodo de Retorno en años	Caudal máximo en m3/seg
5	24.14
10	30.15
20	35.91
25	37.74
50	43.38
100	48.97
500	61.89

Fuente: cálculos del Consultor

Aunque estos caudales son medidos puntualmente cada 12 horas, el lapso durante el cual fueron medidos (26 años), les confiere algún grado de confiabilidad y se estima que caudales máximos absolutos podrían hallarse por encima de estos valores pero no muy distantes.

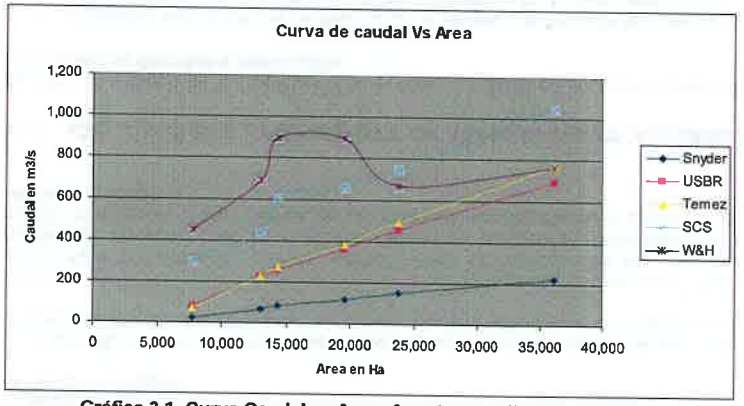
Con base en ello y comparando nuevamente con los datos obtenidos según nuestros cálculos, vemos que los valores derivados de los métodos de USBR y Témez reflejan mejor los datos históricos obtenidos, hallándose valores inferiores para USBR y superiores para Témez. En la tabla 3.26 se muestran los datos comparativos para los períodos de retorno de 5, 10 y 25 años.

Tabla 3.26 Caudales comparativos en el Puente El Conquistador

Periodo de	Caudal en m3/s		
Retorno en años	HISTORICO	USBR	TEMEZ
5	24	8	27
10	30	25	41
25	38	56	58

Fuente:Cálculos del Consultor

Finalmente un gráfico comparativo del caudal en función del área aferente nos muestra los comportamientos de los distintos métodos utilizados. Ver gráfico 3.1



Gráfica 3.1. Curva Caudal vs Area aferente para distintos métodos

La gráfica nos muestra comportamientos extraños en los métodos de William y Hann y del SCS para áreas comprendidas entre 13.000 y 24.000 hectáreas y comportamientos centrados, iguales y aproximadamente lineales para los métodos USBR y Témez.

Analizando todos los anteriores considerandos, hemos obtado por utilizar para efecto de estimaciones de caudal el método de Témez, cuyos valores para diferentes períodos de retorno se muestran en la tabla 3.27. Los sectores en consideración se referencian:

Sector 1. Puente El Conquistador – Confluencia con Quebrada Grande

Sector 2. Confluencia con Quebrada Grande – Confluencia Quebrada Soratoque
Sector 3. Confluencia Quebrada Soratoque – Confluencia Rio Lato
Sector 4. Confluencia Río Lato – Confluencia Quebrada El Palmar
Sector 5. Confluencia Quebrada El Palmar – Confluencia Quebrada Ruitoque
Sector 6. Confluencia Quebrada Ruitoque – Vahondo.

Tabla 3.27 Caudales para diferentes períodos de retorno y sectores

Período de retorno	Caudal en m3/s para los sectores adoptados					
	1	2	3	4	5	6
2	9	71	91	133	201	299
5	27	140	173	243	323	487
10	41	179	215	304	398	601
25	58	211	250	351	454	709
50	74	228	273	383	491	769
100	91	236	277	389	510	828
500	149	279	316	437	553	946

Fuente: Consultor

Los valores de caudales previstos en el sector 6 de la tabla 3.27 son los utilizados para la determinación de niveles de inundación en la zona.

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 Mannig 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 del 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:* E 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 tramos 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.

- 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.

Muy alto. 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 4.9 se muestran las secciones típicas del Río.



Foto 4.1. Río de Oro aguas arriba del puente El conquistador



Foto 4.2. Río de Oro aguas abajo del puente El conquistador



Foto 4.3. Vista del Río de Oro hacia aguas abajo. Sector puente Villas del Río



Foto 4.4 Vista del Rio de Oro hacia aguas arriba. Sector malecón Cra 12



Foto 4.5. Río de Oro aguas abajo desde puente de Concentración Escolar Luis carlos Galán



Foto 4.6. Río de Oro aguas arriba desde puente Cra 6



Foto 4.7. Río de Oro aguas abajo desde puente Cra 6



Foto 4.8. Río de Oro aguas arriba desde entrega pluvial Barroblanco Cra 4



Foto 4.9. Río de Oro aguas abajo desde puente en vía Barroblanco a Quebrada Grande

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.

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 el, las cuales pueden catalogarse como puentes vehiculares, puentes peatonales y bateas vehiculares.

Existen 18 estructuras de este tipo de las cuales 9 corresponden a puentes vehiculares, 6 son puentes peatonales y 3 son bateas.

En la tabla 4.3 se muestran las abscisas de localización, con referencia a la poligonal base de topografía, así como sus elevaciones y los correspondientes niveles de inundación para los períodos de retorno en consideración.

En términos generales los puentes vehiculares localizados en la zona urbana de Piedecuesta mantienen su funcionalidad para la mayoría de las inundaciones hasta con períodos de retorno de 100 años.

En el sector rural las condiciones particulares de cada estructura son como se relaciona:

Puente vehicular vía a Pajonalito

No presenta problemas de inundación para cualesquiera de los períodos de retorno.

Puente peatonal confluencia Río de Oro con Quebrada Grande

Presenta superación de su calzada por inundación para períodos de retorno a partir de 10 años. El puente es superado hasta 80 centímetros para período de retorno de 500 años.

Puente vehicular vía a Pajonal

La superestructura del puente es tocada por los niveles de inundación a partir de períodos de retorno de 2 años, sin superar su nivel de calzada para los períodos de retorno considerados.

Puente vehicular a Malpaso.

La superestructura del puente es tocada por los niveles de inundación a partir de períodos de retorno de 25 años sin superar su nivel de calzada para los períodos de retorno considerados.

Puentes peatonales en K12 + 352 y K13 + 426 (Vereda Palogordo)

No presenta problemas de inundación para cualquiera de los períodos de retorno.

Puente vehicular en vereda Palogordo

Presenta superación de su calzada por inundación para períodos de retorno de 5 años y superiores. . El puente es superado hasta 60 centímetros para período de retorno de 500 años.

Puente vehicular vía a Zapatoca

Presenta superación de su calzada por inundación para períodos de retorno de 10 años y superiores. . El puente es superado hasta 190 centímetros para período de retorno de 500 años.

Puente peatonal Balneario El Palenque

Presenta superación de su nivel de calzada para inundaciones con períodos de inundación de 500 años.

Puente peatonal vereda Llano Grande

Presenta superación de su nivel de calzada para inundaciones con períodos de inundación de 2 años y superiores. El puente es superado hasta 200 centímetros para período de retorno de 500 años.

En las fotografías 4.16 a 4.29 se muestran detalles de los puentes existentes.

En la fotografía 4.30 se muestra la batea de Vahondo, sitio final del Proyecto.

4.4 AMENAZAS DE INUNDACION SOBRE SECTORES POBLADOS

Los sectores poblados eventualmente sujetos a inundaciones se localizan en sitios puntuales sobre el casco urbano de Piedecuesta y en la Urbanización Ciudadela Nueva Girón, actualmente en construcción.

Sector Urbano de Piedecuesta

A la altura de la calle 17 con carrera 12, aguas arriba del puente vehicular de Villas del Río, ver fotografía 4.10 , abscisas del Río K0 + 750 a K0 + 810, las aguas para niveles de inundación con períodos de retorno de 25 años y superiores invaden la calle y afectan las viviendas distinguidas con los números 12-79 y 12-95.



Fotografía 4.10 Sector inundable en proximidades del puente Villlas del Río

Sometida igualmente a inundaciones se encuentra la esquina de la calle 17 con carrera 11, Abscisa K1 + 050 del Río, en donde los niveles de inundación invaden el sector para períodos de retorno de 100 años y superiores sin afectar las viviendas las cuales se hallan ubicadas en un nivel apreciablemente mas alto que la vía. En la fotografía 4.11 se

muestra el sector de vía sujeto a inundación. En la fotografía 4.12 se muestra la diferencia de altura existente entre la vía y las viviendas aledañas.



Fotografía 4.11Esquina inundable.



Fotografía 4.12 Esquina inundable con Viviendas por encima de la zona de inundación

Instituto Luís Carlos Galán (Sector Villas del Río)

El instituto se halla sujeto a inundaciones del Río debido a una acequia que se halla localizada inmediatamente aguas arriba, ver fotografía, la cual con las elevaciones de caudal del Río se desborda vertiendo en predios del instituto.



Fotografía 4.13 Acequia en colegio Luis Carlos Galán

Sector rural de Girón

Ciudadela Nueva Girón (Parte baja)

La Ciudadela Nueva Girón, actualmente en construcción, en su parte baja, localizada donde se ubicaba la planicie de inundación del Río, ver fotografía 4.14, se halla afectada por las inundaciones del Río de Oro para sucesos con período de retorno a partir de 5 años.

En la esquina noroccidental del proyecto se encuentra construido un Box Culvert con el aparente propósito de evacuar las aguas lluvias internas del predio, pero este a su vez dado su nivel de batea (719.33 msnm) con respecto al nivel de inundación se convierte en una doble vía de paso de agua permitiendo para procesos de inundación con períodos de retorno de 5 años (723.58 msnm) y mas, la entrada de aguas del Río de Oro a la urbanización y desaguar las aguas de escorrentía interna en los eventos de aguas bajas del Río.

En la fotografía 4.15 se muestra el detalle del Box Culvert existente

Por otra parte el nivel del terraplén existente para la época del presente estudio se halla a niveles como se muestra en la tabla 4.2

Del análisis de la tabla se desprende que en la parte norte, el dique es superado por el nivel de inundación para períodos de retorno de 50 años y superiores y para caudales con período de retorno de 25 años no es superado por escasos centímetros no teniendo un adecuado borde libre.

Tabla 4.2 Niveles de inundación en Ciudadela Nueva Girón.

Período de retorno	Abscisa	Caudal (m3/s)	Cota fondo rio msnm	Cota nivel de agua msnm	Altura agua (m)	Vel. (m/s)	Nivel de dique msnm	Nivel batea Box Culvert msnm
500 años	K28+089.25	946	719.39	725.21	5.82	2.44	725.42	
	K28+189.25	946	718.71	725.16	6.45	1.67	724.91	
	K28+464.25	946	718.14	724.96	6.82	1.74	724.47	719.33
100 años	K28+089.25	828	719.39	724.85	5.46	2.84	725.42	
	K28+189.25	828	718.71	724.80	6.09	1.79	724.91	
	K28+464.25	828	718.14	724.55	6.41	1.87	724.47	719.33
50 años	K28+089.25	769	719.39	724.67	5.28	3.11	725.42	
	K28+189.25	769	718.71	724.63	5.92	1.87	724.91	
	K28+464.25	769	718.14	724.36	6.22	1.82	724.47	719.33
25 años	K28+089.25	709	719.39	724.48	5.09	3.44	725.42	
	K28+189.25	709	718.71	724.47	5.76	1.94	724.91	
	K28+464.25	709	718.14	724.17	6.03	1.85	724.47	719.33
10 años	K28+089.25	601	719.39	723.95	4.56	4.96	725.42	
	K28+189.25	601	718.71	724.21	5.50	2.01	724.91	
	K28+464.25	601	718.14	723.91	5.77	1.82	724.47	719.33
5 años	K28+089.25	487	719.39	723.16	3.77	6.71	725.42	
	K28+189.25	487	718.71	723.92	5.21	2.10	724.91	
	K28+464.25	487	718.14	723.58	5.44	1.82	724.47	719.33



Fotografía 4.14 Ciudadela Nueva Girón. Sector en planicie de inundación



Fotografía 4.15 Box Culvert que desagua al Río de Oro, en Ciudadela Nueva Girón

Tabla 4.3 . Datos hidraúlicos de estructuras existentes sobre el Río de Oro.

No.	Descripción	Abscisa	Cota superior	Cota inferior viga	Cota Inundación						
					2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
1	Vehicular El conquistador	K0+355	1028.04	1026.04	1019.10	1019.64	1019.95	1020.26	1020.53	1020.79	1021.54
2	Vehicular Villas del Río	K0+811	1005.62	1004.62	1003.08	1003.68	1004.04	1004.42	1004.86	1005.25	1006.73
3	Peatonal Inst. Luis Carlos Galan	K1+040	997.67		995.82	996.61	996.96	997.18	997.35	997.52	997.93
4	Vehicular Carrera 6	K1+730	973.32	971.72	968.74	969.74	970.31	970.88	971.36	971.83	974.26
5	Vehicular vía a Pajonalito	K4+026	911.95	911.22	907.96	908.37	908.68	908.99	909.24	909.49	910.14
6	Peatonal confluencia Q. Grande	K5+340	893.79		892.54	893.56	894.00	894.12	894.24	894.30	894.61
7	Vehicular vía a Pajonal	K6+165	887.23	885.58	885.27	885.94	886.19	886.33	886.39	886.42	886.57
8	Vehicular Mal Paso	K8+345	872.51	871.21	869.86	871.01	871.17	871.37	871.54	871.55	871.74
9	Vehicular Puente Nuevo	K10+356	858.93	858.43	858.42	860.73	860.44	860.74	860.93	860.96	861.21
10	Peatonal	K12+352	848.97		845.40	846.72	847.31	847.75	848.05	848.10	848.53
11	Peatonal Estación Palogordo	K13+426	844.53		839.99	841.14	841.63	841.98	842.20	842.23	842.53
12	Vehicular Palogordo	K15+610	833.78	832.92	831.55	834.02	833.54	833.83	834.05	834.09	834.36
13	Vehicular vía a Zapatoca	K21+588	802.77	801.51	800.85	802.62	804.19	804.37	804.49	804.55	804.68
14	Peatonal Balneario El Palenque	K25+015	745.40		744.24	744.73	744.98	745.18	745.30	745.37	745.51
15	Peatonal Llano grande	K27+900	724.39		724.96	725.77	725.87	726.18	726.36	726.41	726.38
16	Batea balneario El Palenque	K25+000	742.54		744.24	744.73	744.98	745.18	745.30	745.37	745.51
17	Batea Llano Grande	K27+133	725.8		727.96	728.27	728.41	728.55	728.60	728.61	728.69
18	Batea Vahondo	K31+158	704.87		707.16	707.98	708.45	708.84	709.05	709.32	709.70

Caudales que sobrepasan la rasante del Puente
Caudales que tocan la superestructura del puente

Fuente : Cálculos del Consultor.



Fotografía 4.16 K0+355. Puente El Conquistador Vía Bucaramanga – Bogotá.



Fotografía 4.17 K0+811. Puente peatonal conexión Autopista con Piedecuesta. Urbanización Villas del Río.



Fotografía 4.19. K1+040. Piedecuesta. Acceso a Instituto Luis Carlos Galán.



Fotografía 4.20. K1+730 Puente urbano Piedecuesta sobre carrera 6.



Fotografía 4.21. K4+026. Acceso a vía a Pajonalito.



Fotografía 4.22. K5+340. Peatonal en confluencia de Río de Oro con Quebrada Grande.



Fotografía 4.23. K6+165. Vía a Pajonal.



Fotografía 4.24. K8+345. Conexión a Vereda Malpaso.



Fotografía 4.25. K10+356. Puente nuevo.



Fotografía 4.26. K12+352. Puente peatonal en Palogordo.



Fotografía 4.27 K13+426. Vehicular en Estación Palogordo.



Fotografía 4.28. K21+588. Puente vehicular en vía a Zapatoca.



Fotografía 4.29 Puente peatonal junto a la batea del balneario El Palenque. K25+016



Fotografía 4.30 Batea en el sitio Vahondo. Final del Proyecto

5 SOCAVACIÓN

5.1 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, como en el caso que nos ocupa, es preferible no incorporar obras pues su proceso constructivo es mas 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 como el que nos ocupa en que, salvo las zonas urbanas ya ocupadas, las construcciones se desarrollarán a futuro, es preferible conservar los aislamientos de ley.

5.2 PENDIENTE DE EQUILIBRIO

El Río de Oro en la zona del Proyecto posee en el sector varias pendientes longitudinales promedia que para efectyo de socavación regresiva deben compararse con la pendiente de equilibrio de propuesta por Schoklisch, 0.62%, de acuerdo con la fórmula

$$S\,eq = K * (D * T / Q_2)^{(3/4)}$$

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 período de retorno de dos años en metros
Q_2 = Caudal con período de retorno de 2 años en m3/s.

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

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 5.1

Tabla 5.1. Litología

ZONA HOMOGENEA	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 (granodioríticas), 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 ígeno 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 aluvales 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.
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 ofrencen 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 aportes de bloques de roca sobre el cauce del río provenlene 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 19 tramos cuyos linderos se establecieron tomando como base la longitud de la poligonal topográfica. Estos tramos se muestran en la tabla 5.2

Tabla 5.2 Tramos homogéneos para análisis de socavación regresiva.

Abscisa de poligonal base	
Inicial	Final
K0 + 000	K1 + 800
K1 + 800	K3 + 745
K3 + 745	K4 + 100
K4 + 100	K5 + 256
K5 + 256	K6 + 575
K6 + 575	K8 + 276
K8 + 276	K10 + 300
K10 + 300	K12 + 870
K12 + 870	K16 + 776
K16 + 776	K17 + 800
K17 + 800	K18 + 474
K18 + 474	K19 + 076
K19 + 076	K21 + 976
K21 + 976	K23 + 176
K23 + 176	K24 + 226
K24 + 226	K25 + 839
K25 + 839	K27 + 389
K27 + 389	K28 + 700
K28 + 700	K31 + 369

Fuente: Cálculos del Consultor.

En las fotos 5.1, 5,2 y 5,3 se muestran los sitios en donde se tomaron las muestras de campo.

No se tomaron muestras en los sitios de formación rocosa y donde visualmente el suelo presentaba un d50 mayor de 200 mm. En las fotos 5.4 a 5.12 se muestran algunos de estos sitios representativos.



Fotografía 5.1. Sitio de Toma de muestra en K5 + 582



Fotografía 5.2. Sitio de Toma de muestra en K11 + 487



Fotografía 5.3 Sitio de Toma de muestra en K 27 + 139



Fotografía 5.4 Sector K5 + 339



Fotografía 5.5 Sector Puente El Conquistador



Fotografía 5.6 Sector Villas del Río Piedecuesta Sector Urbano



Fotografía 5.7 Sector Barrio BarroBlanco. A la izquierda el muro de protección de las viviendas



Fotografía 5.8 Sector K6 + 165



Fotografía 5.9 Sector K11 + 392



Fotografía 5.10 Sector K18 +000



Fotografía 5.11 Sector K25 + 189



Fotografía 5.12 Sector K 30 + 340

Con base en los análisis de estos tramos, se obtuvo que el Río es estable en todos sus tramos, no presentando erosión regresiva. En la tabla 5.3 se muestran cálculos y resultados.

Tabla 5.3 Análisis de Socavación regresiva

Abscisa de poligonal base		Cota inicial	Cota final	Longitud por el cauce	Pendiente	Tipo de suelo	Diámetro de partículas de fondo d50	Caudal Tr =2 años	Ancho promedio para Tr=2años	Pendiente de equilibrio	Erosión regresiva
Inicial	final	msnm	msnm	m	m/m		mm	m3/s	m	m/m	
K0 + 000	K1 + 800	1030.39	964.63	1,873.80	0.035	No cohesivo	300	7	12.35	0.60	No
K1 + 800	K3 + 745	964.63	910.22	2,024.74	0.027	No cohesivo	200	7	9.27	0.36	No
K3 + 745	K4 + 100	910.22	905.64	369.55	0.012	No cohesivo	100	7	8.35	0.20	No
K4 + 100	K5 + 256	905.64	889.53	1,511.96	0.011	No cohesivo	50	7	10.48	0.14	No
K5 + 256	K6 + 575	889.53	879.06	1,344.98	0.008	No cohesivo	40	51	37.30	1.34	No
K6 + 575	K8 + 276	879.06	866.99	1,734.50	0.007	No cohesivo	40	140	137.98	7.64	No
K8 + 276	K10 + 300	879.06	855.34	2,048.29	0.012	No cohesivo	40	140	71.35	4.66	No
K10 + 300	K12 + 870	855.34	838.79	2,600.84	0.006	No cohesivo	40	140	26.52	2.22	No
K12 + 870	K16 + 776	838.79	822.26	3,925.55	0.004	No cohesivo	20	140	27.34	1.35	No
K16 + 776	K17 + 800	822.26	818.11	1,029.12	0.004	No cohesivo	20	204	59.73	3.21	No
K17 + 800	K18 + 474	818.11	814.85	677.37	0.005	Roca	1000	204	32.46	38.25	No
K18 + 474	K19 + 076	814.85	806.31	590.71	0.014	Roca	1000	204	27.61	33.88	No
K19 + 076	K21 + 976	806.31	794.35	2,936.93	0.004	Roca	1000	204	122.65	103.66	No
K21 + 976	K23 + 176	794.35	778.16	1,166.79	0.014	Roca	1000	204	40.47	45.13	No
K23 + 176	K24 + 226	778.16	749.4	1,078.44	0.027	Roca	1000	204	29.59	35.68	No
K24 + 226	K25 + 839	749.4	732.71	1,613.85	0.010	No cohesivo	12	204	93.75	3.07	No
K25 + 839	K27 + 389	732.71	723.36	1,537.27	0.006	No cohesivo	12	204	223.02	5.88	No
K27 + 389	K28 + 700	723.36	716.12	1,336.83	0.005	No cohesivo	12	341	299.10	10.78	No
K28 + 700	K31 + 369	716.12	700.85	2,721.58	0.006	Roca	1000	341	49.90	77.62	No

$Pe = K * (D_{50} * T / Q_z)^{(3/4)}$

K = 0.000293 Para cauces naturales

5.3 SOCAVACIÓN POR EFECTO DE CURVA

Por efecto de una curva se presenta que el *Thalweg* del Río tiende a situarse en el extrados de la misma ocasionando un aumento de la socavación en este lugar y una sobreelevación de la lámina de agua.

Sobreelevación

La sobreelevación en las curvas se expresa como

$Dz = V2 * T /(g * r)$

En donde para un caudal con período de retorno determinado

V = Velocidad media en la sección en m/s,
T = Ancho del espejo de agua en m
G = aceleración de la gravedad en m/s2
r = Radio de la curva

Socavación

Por otra parte para la misma condición, se presenta un aumento de la profundidad en el extrados de la curva el cual es función de la relación r/T

Los resultados de sobreelevación y socavación en las curvas del Río localizadas en la zona urbana se muestran en la tabla 5.4.

5.4 SOCAVACIÓN POR EFECTO DE PASO DE AVENIDA

Se presenta un tercer tipo de socavación por efecto del paso de creciente para caudales con diferentes períodos de retorno.

Para su determinación en cada uno de los tramos homogéneos, se seleccionó una sección típica representativa del tramo que fuese similar, en términos de área, velocidad, espejo de agua y altura de lámina de agua, a la sección promedia del tramo. A ella se le aplicaron los parámetros de socavación mostrándose en la misma figura los resultados de la socavación transversal.

No se realizaron análisis en las secciones en que el Río transcurre en roca, por razones obvias.

5.5 SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS DE PUENTES

En la cuenca media del Río se han construido 14 puentes algunos de primera importancia como El Conquistador localizado sobre la vía Bucaramanga – Bogotá, otros de segunda importancia como los localizados en el casco urbano de Piedecuesta y otros de tercer nivel como los interconectores entre la vía Piedecuesta – Girón con veredas vecinas.

La relación de puentes existentes se detalla en la tabla 5.4 con la localización definida por el abscisado de la poligonal base del Río.

No obstante las socavaciones mostradas corresponden teóricamente a la potencial en el evento de tenerse un material homogéneo en toda la profundidad resultante. Mención especial merece el puente en la vía a Zapatota el cual aunque presenta profundidades teóricas de socavación entre 9 y 20 metros debido a la alta velocidad presente, se halla cimentado sobre roca y sus profundidades de socavación existentes no sobrepasan los 2 metros de profundidad bajo los estribos, siendo una estructura estable. Ver fotografía 5.12



Fotografía 5.12 Puente vehicular sobre la vía a Zapatoca.

Tabla 5.4 Socavación en Puentes

Abscisa de poligonal base	Período de retorno años	Prof. Normal m	Talud lateral	Angulo entre ejes Grados M. Der.	Angulo entre ejes Grados M. Izq..	Relación de obstrucción	Factor de talud	Factor de ángulo M. Der	Factor de ángulo M. Izq.	Factor de obstrucción	Profundidad de socavación M. Der. m	Profundidad de socavación M Izq. m
K0 + 355	500	2.68	0	64	116	0.1	1	0.94	1.035	2	5.04	5.55
	100	1.81	0	64	116	0.1	1	0.94	1.035	2	3.40	3.75
	50	1.62	0	64	116	0.1	1	0.94	1.035	2	3.05	3.35
	25	1.45	0	64	116	0.1	1	0.94	1.035	2	2.73	3.00
	10	1.15	0	64	116	0.1	1	0.94	1.035	2	2.16	2.38
	5	0.84	0	64	116	0.1	1	0.94	1.035	2	1.58	1.74
	2	0.56	0	64	116	0.1	1	0.94	1.035	2	1.05	1.16
K0 + 811	500	3.57	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	6.93	6.93
	100	2.43	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	4.71	4.71
	50	2.08	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	4.04	4.04
	25	1.77	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	3.43	3.43
	10	1.31	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	2.54	2.54
	5	0.94	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	1.82	1.82
	2	0.65	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	1.26	1.26
K1 + 730	500	6.26	0	63	117	0.1	1	0.94	1.035	2	11.77	12.96
	100	4.40	0	63	117	0.1	1	0.94	1.035	2	8.27	9.11
	50	3.78	0	63	117	0.1	1	0.94	1.035	2	7.11	7.82
	25	3.14	0	63	117	0.1	1	0.94	1.035	2	5.90	6.50
	10	2.14	0	63	117	0.1	1	0.94	1.035	2	4.02	4.43
	5	1.24	0	63	117	0.1	1	0.94	1.035	2	2.33	2.57
	2	0.59	0	63	117	0.1	1	0.94	1.035	2	1.11	1.22
K4 + 018	500	4.01	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	7.78	8.02
	100	3.91	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	7.59	7.82
	50	3.77	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	7.31	7.54
	25	3.59	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	6.96	7.18
	10	3.19	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	6.19	6.38
	5	2.61	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	5.06	5.22
	2	2.02	0	86	94	0.1	1	0.97	1	2	3.92	4.04

Tabla 5.4 Socavación en Puentes (continuación)

Abscisa de poligonal base	Período de retorno años	Prof. Normal m	Talud lateral	Angulo entre ejes Grados M. Der.	Angulo entre ejes Grados M. Izq..	Relación de obstrucción	Factor de talud	Factor de ángulo M. Der	Factor de ángulo M. Izq.	Factor de obstrucción	Profundidad de socavación M. Der. m	Profundidad de socavación M Izq. m
K5 + 340	500	5.67	0	85	95	0.1	1	0.97	1	2	11.00	11.34
	100	5.42	0	85	95	0.1	1	0.97	1	2	10.51	10.84
	50	5.20	0	85	95	0.1	1	0.97	1	2	10.09	10.40
	25	5.06	0	85	95	0.1	1	0.97	1	2	9.82	10.12
	10	4.72	0	85	95	0.1	1	0.97	1	2	9.16	9.44
	5	4.34	0	85	95	0.1	1	0.97	1	2	8.42	8.68
	2	3.48	0	85	95	0.1	1	0.97	1	2	6.75	6.96
K6 + 165	500	3.87	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	7.26	8.01
	100	3.67	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	6.90	7.60
	50	3.59	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	6.75	7.43
	25	3.49	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	6.56	7.22
	10	3.26	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	6.13	6.75
	5	2.93	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	5.51	6.07
	2	2.09	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	3.93	4.33
K8 + 345	500	5.35	0	78	102	0.1	1	0.97	1	2	10.38	10.70
	100	5.11	0	78	102	0.1	1	0.97	1	2	9.91	10.22
	50	5.05	0	78	102	0.1	1	0.97	1	2	9.80	10.10
	25	4.95	0	78	102	0.1	1	0.97	1	2	9.60	9.90
	10	4.67	0	78	102	0.1	1	0.97	1	2	9.06	9.34
	5	4.35	0	78	102	0.1	1	0.97	1	2	8.44	8.70
	2	2.72	0	78	102	0.1	1	0.97	1	2	5.28	5.44
K10 + 356	500	6.03	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	11.34	12.48
	100	5.36	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	10.08	11.10
	50	5.17	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	9.72	10.70
	25	4.92	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	9.25	10.18
	10	4.43	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	8.33	9.17
	5	3.23	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	6.07	6.69
	2	2.92	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	5.49	6.04

Tabla 5.4 Socavación en Puentes (continuación)

Abscisa de poligonal base	Período de retorno años	Prof. Normal m	Talud lateral	Angulo entre ejes Grados M. Der.	Angulo entre ejes Grados M. Izq..	Relación de obstrucción	Factor de talud	Factor de ángulo M. Der	Factor de ángulo M. Izq.	Factor de obstrucción	Profundidad de socavación M. Der. m	Profundidad de socavación M Izq. m
K12 + 352	500	8.01	0	81	99	0.1	1	0.97	1	2	15.54	16.02
	100	7.17	0	81	99	0.1	1	0.97	1	2	13.91	14.34
	50	6.94	0	81	99	0.1	1	0.97	1	2	13.46	13.88
	25	6.66	0	81	99	0.1	1	0.97	1	2	12.92	13.32
	10	6.07	0	81	99	0.1	1	0.97	1	2	11.78	12.14
	5	5.39	0	81	99	0.1	1	0.97	1	2	10.46	10.78
	2	3.97	0	81	99	0.1	1	0.97	1	2	7.70	7.94
K13 + 426	500	6.99	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	13.14	14.47
	100	6.38	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	11.99	13.21
	50	6.23	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	11.71	12.90
	25	6.03	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	11.34	12.48
	10	5.58	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	10.49	11.55
	5	5.03	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	9.46	10.41
	2	3.81	0	68	112	0.1	1	0.94	1.035	2	7.16	7.89
K15 + 611	500	6.31	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	11.86	13.06
	100	5.54	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	10.42	11.47
	50	5.71	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	10.73	11.82
	25	5.57	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	10.47	11.53
	10	5.48	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	10.30	11.34
	5	4.18	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	7.86	8.65
	2	2.97	0	73	107	0.1	1	0.94	1.035	2	5.58	6.15
K21 + 588	500	10.14	0	89	91	0.1	1	0.97	1	2	19.67	20.28
	100	9.83	0	89	91	0.1	1	0.97	1	2	19.07	19.66
	50	9.75	0	89	91	0.1	1	0.97	1	2	18.92	19.50
	25	9.62	0	89	91	0.1	1	0.97	1	2	18.66	19.24
	10	7.60	0	89	91	0.1	1	0.97	1	2	14.74	15.20
	5	6.79	0	89	91	0.1	1	0.97	1	2	13.17	13.58
	2	4.79	0	89	91	0.1	1	0.97	1	2	9.29	9.58

Tabla 5.4 Socavación en Puentes (continuación)

Abscisa de poligonal base	Período de retorno años	Prof. Normal m	Talud lateral	Angulo entre ejes Grados M. Der.	Angulo entre ejes Grados M. Izq..	Relación de obstrucción	Factor de talud	Factor de ángulo M. Der	Factor de ángulo M. Izq.	Factor de obstrucción	Profundidad de socavación M. Der. m	Profundidad de socavación M Izq. m
K25 + 016	500	3.82	0	87	93	0.1	1	0.97	1	2	7.41	7.64
	100	3.17	0	87	93	0.1	1	0.97	1	2	6.15	6.34
	50	3.11	0	87	93	0.1	1	0.97	1	2	6.03	6.22
	25	3.04	0	87	93	0.1	1	0.97	1	2	5.90	6.08
	10	2.78	0	87	93	0.1	1	0.97	1	2	5.39	5.56
	5	2.45	0	87	93	0.1	1	0.97	1	2	4.75	4.90
	2	1.74	0	87	93	0.1	1	0.97	1	2	3.38	3.48
K27 + 899	500	6.47	0	79	101	0.1	1	0.97	1	2	12.55	12.94
	100	6.33	0	79	101	0.1	1	0.97	1	2	12.28	12.66
	50	6.26	0	79	101	0.1	1	0.97	1	2	12.14	12.52
	25	6.18	0	79	101	0.1	1	0.97	1	2	11.99	12.36
	10	6.13	0	79	101	0.1	1	0.97	1	2	11.89	12.26
	5	5.74	0	79	101	0.1	1	0.97	1	2	11.14	11.48
	2	5.18	0	79	101	0.1	1	0.97	1	2	10.05	10.36

6 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE CONTROL DE INUNDACIONES

Los estudios realizados permiten establecer que salvo problemas puntuales en los sitios de ponteaderos actuales y el gran peligro que se cierne sobre la futura Ciudadela Nueva Girón, el Río transcurre sin problemas en su cauce principal.

6.1 SITIOS DE PONTEADERO

Si adoptamos como sitios de problema aquellos en los cuales para un nivel de inundación con período de retorno de 50 años la calzada del puente es invadida por el agua, los puentes que merecen un rediseño en dimensión y altura son:

- Puente Nuevo
- Puente vehicular a la vereda Palogordo
- Puente vía a Zapatoca

En términos generales los puentes deben cumplir tres condiciones mínimas.

1. Poseer una altura de calzada que permita el libre paso de caudales de diseño de 50 años con un borde libre adecuado, en función del caudal de diseño.
2. Tener un ancho mínimo que permita el paso del caudal con período de retorno de 2 años sin que este toque los estribos.
3. Para puentes de corta longitud (Inferior a 50 metros) no tener pila central.

El período de retorno para establecer el caudal de diseño se determina con base en una vida útil del puente de 25 años y un nivel de riesgo inferior al 50% (39%).

La condición 2 requiere adicionalmente que las velocidades aguas abajo no ofrezcan peligro de descalse de los estribos y el que el eventual represamiento que esta condición crea aguas arriba no ponga en peligro construcciones existentes o futuras.

Los tres puentes mencionados poseen para período de retorno de 50 años caudales de 383 m3/s para los dos primeros y 491 m3/s para el tercero. De acuerdo con la metodología del USBR el borde libre requerido para 383 m3/s sería de 1.30 metros y para 491 m3/s sería de 1.35 metros.

Con base en estas consideraciones se estimarán los dimensionamientos adecuados para los puentes atrás enunciados.

Puente Nuevo

Localizado en la abscisa K10 + 356 del abscisado de la poligonal base del Río, el puente de construcción reciente, adolece de dos fallas fundamentales: Sección transversal insuficiente, luz libre actual de 15.86 metros y altura inadecuada, rasante al nivel 858.93 msnm.

Como se observa en la fotografía 6.1 el puente posee una infraestructura metálica de soporte que favorece la adherencia del material de flotación que eventualmente conduzca el Río, lo que disminuye sensiblemente su sección transversal en eventos de avenidas.

Por otra parte como se desprende de la misma fotografía caudales mínimos del Río hacen contacto con sus estribos.



Fotografía 6.1 Puente Nuevo en abscisa K10 + 356.

Analizadas las secciones transversales aguas arriba el puente requeriría una luz libre mínima de 26 metros y su rasante elevada al nivel 862.23msnm.

Su costo podría estar alrededor de 1100 millones de pesos.

Puente sobre la vía a Palo Gordo

Localizado en la abscisa K15 + 610 del abscisado de la poligonal base del Río, el puente de construcción reciente, adolece de dos fallas fundamentales: Sección transversal insuficiente, luz libre actual de 12.44 metros y altura inadecuada, rasante al nivel 833.78 msnm.

Como se observa en la fotografía 4.25 el puente posee una represa baja aguas abajo que le da un adecuado soporte a los estribos.

Por otra parte como se desprende de la misma fotografía caudales mínimos del Río hacen contacto con sus estribos.

Analizadas las secciones transversales aguas arriba el puente requeriría una luz libre mínima de 30 metros y su rasante elevada al nivel 835.35 msnm.

Su costo podría estar alrededor de 1500 millones de pesos.

Puente sobre la vía a Zapatoca

Localizado en la abscisa K21 + 588 del abscisado de la poligonal base del Río, el puente de construcción reciente, adolece de dos fallas fundamentales: Sección transversal insuficiente, luz libre actual de 17.43 metros y altura inadecuada, rasante al nivel 802.77 msnm.

Como se observa en la fotografía 5.12 el puente posee un adecuado soporte natural contra efectos de socavación y su relocalización debe ser objeto de un estudio cuidadoso.

Analizadas las secciones transversales aguas arriba el puente requeriría teóricamente una luz libre mínima de 32 metros y su rasante elevada al nivel 805.85 msnm.

Su costo podría estar alrededor de 1700 millones de pesos.

Batea en Vahondo

La denominada batea de Vahondo corresponde realmente a un box culvert de múltiples cajones, ver fotografía 4.28, con un nivel de rasante muy bajo, 704.87 msnm., que permite que esta sea superada para cualquier período de retorno, entre otras razones por el fácil taponamiento de sus cajones.

En la medida que adquiera importancia la vía y se requiera establecer un tránsito vehicular permanente, la estructura existente debe demolerse y en su lugar construir un puente que permita el adecuado paso de un caudal de diseño de 769 m3/s.

Analizadas las secciones transversales aguas arriba el puente requeriría una luz libre mínima de 47 metros y su rasante elevada al nivel 710.50 msnm. Su diseño final requiere un estudio detallado.

Su costo podría estar alrededor de 4000 millones de pesos.

6.2 SECTOR DE PIEDECUESTA

Sector Urbano

Los procesos de inundación localizados en el perímetro urbano de Piedecuesta afectarán solo en forma temporal el tránsito vehicular en sitios puntuales de la vía perimetral al Río localizada en Villas del Río y dada la estabilidad de los taludes existentes resulta contraproducente construir muros de contención, alterando durante el proceso constructivo el terreno natural. Por otra parte se podría crear focos de almacenamiento de basura en el costado interno del muro, de cara al Río.

Sector rural

Por otra parte en la zona rural la población ha aprendido a manejar las inundaciones periódicas del Río y en las planicies de inundación solo se hallan construidos cobertizos temporales para almacenamiento de cosechas, estando construidas la mayoría de las viviendas en las zonas altas, mas allá de los niveles de inundación.

6.3 SECTOR RURAL DE GIRON – CIUDADELA NUEVA GIRON

La Ciudadela Nueva Girón como se dijo atrás posee un sector, que comprende aproximadamente la construcción de 400 viviendas, localizado en la zona de inundación del Río de Oro, a escasos 4 metros sobre el nivel de fondo del Río

Su construcción en dicho sitio la hace particularmente nociva para el sector urbano de Girón dado que se pierde esta área natural de amortiguación de las avenidas del Río, incrementándose los efectos negativos que el Río ejerce sobre la zona urbana.

Completa el cuadro negativo de la urbanización del sector, el hecho que la zona de Llano Grande se constituye en la zona de mayor precipitación (181 mm en un solo episodio de lluvia) de la Zona Metropolitana. La Urbanización de esta zona y el secuencial endurecimiento del área, que conlleva la elevación del coeficiente de escorrentía, constituye un alto riesgo que posiblemente tenga que pagar en el futuro el sector urbano de Girón.

Para efecto de protección de la zona se construyó un dique perimetral al Río con niveles como se mostró en el capítulo 4.3 que parecen inadecuados para soportar los niveles de inundación previstos.

Finalmente del análisis de las secciones transversales se desprende que el fondo de la Planta de tratamiento de aguas residuales se halla al nivel de fondo del Río de Oro.

Por otra parte al sellar el Box Culvert, en episodios de avenida del Río, se debe resolver el problema de evacuación de las aguas lluvias internas, para cuando los dos eventos se den simultáneamente. Este sistema de evacuación de aguas lluvias debe ser de proporciones considerables dadas las condiciones de pluviosidad arriba comentadas. Se desconoce si ya se evaluó quien soportará los costos de operación y mantenimiento de los equipos de bombeo de aguas residuales y pluviales, dadas las condiciones socioeconómicas de la población que la habitará.

Como conclusión a lo anteriormente expuesto, se considera que la Ciudadela Nueva Girón quedó ubicada en el sitio mas inadecuado no solo por los problemas a futuro que su ubicación representará para sus pobladores, sino porque se utilizó un sitio que la Ciudad de Girón requiere para la amortiguación de caudales ante futuros episodios de avenidas similares a las ya soportadas.

6.4 SECTOR URBANO DE GIRON

Como se trató atrás, los diversos puntos frágiles a lo largo del sector medio del Río entre los sectores urbanos de Piedecuesta y Girón requieren la toma de medidas puntuales que permitan un tránsito normal del Río y salvo el sector álgido de la Ciudadela Nueva Girón, cuya solución económica y funcional no se vislumbra, la corrección de deficiencias se halla dentro de los medios habituales de la ingeniería y sus costos no deben ser elevados. Puentes como los requeridos con una luz media de 30 metros tienen un costo aproximado de 1.500 millones de pesos y el puente en Vahondo podría tener un costo aproximado de 4.000 millones de pesos.

Con base en ello, los esfuerzos en el sector deben orientarse hacia lograr el control de caudales aguas abajo de Vahondo de tal manera que los rigores de las inundaciones sobre el sector urbano de Girón se vean disminuidos.

Para ello se propone construir represas tipo vertedero las cuales, en las planicies de inundación naturales que las precedan, ofrezcan un almacenamiento temporal de las avenidas el cual será descargado en forma un poco más lenta en función de la capacidad misma del vertedero.

6.4.1 Sitios Seleccionados

El Río posee tres planicies de inundación localizadas en la Ciudadela Nueva Girón, Aguas arriba del puente sobre la vía Girón-Zapatoca y en las cercanías de la subestación de ISA S.A. Estas planicies de inundación poseen aguas abajo un estrechamiento, generalmente rocoso o de consistencia dura, cuya combinación las hace ideales para localizar allí sitios de presa. En lo sucesivo estas represas se denominarán Llano Grande, Chocoita y Pajonal respectivamente.

Para 25 y 500 años de período de retorno se muestran los valores de las áreas potencialmente inundables en la tabla 6.1.

Estas áreas constituyen por si solas áreas de amortiguación de crecientes y deben conservarse como tales a futuro.

Tabla 6.1 Planicies de inundación en ha. para períodos de retorno de 25 y 500 años.

Sector	25 años	500 años
Llano Grande	126.62	134.92
Chocoita	41.95	44.96
Pajonal	61.70	66.53
Total	230.27	246.41

Fuente: Cálculos del Consultor.

En las figuras 6.1, 6.2 y 6.3 se muestran las secciones transversales naturales del Río en los tres sitios de presa propuestos.

El Río, de acuerdo con los estudios realizados, presenta en los sitios previstos para represas, los siguientes caudales para diferentes períodos de retorno, como se muestra en la tabla 6.2

Tabla 6.2 Caudales en planicies de inundación

Periodo de retorno	Caudal en m3/s		
	1 – Pajonal	2 – Chocoita	3 – Llano Grande
2	145	189	276
5	232	362	507
10	283	455	618
25	336	532	731
50	354	569	805
100	386	587	830
500	416	659	949

Fuente: Cálculos de Consultor

Como se mencionó arriba el Río, salvo estas planicies de inundación y los problemas puntuales de sus sitios de ponteaderos, a los cuales ya nos referimos en el capítulo 4.3, no presenta problemas en su tránsito, por lo cual los esfuerzos principales en la búsqueda de soluciones deben ser encaminados a estudiar alternativas de control que nos amortiguen las avenidas que afectan a la población de Girón.

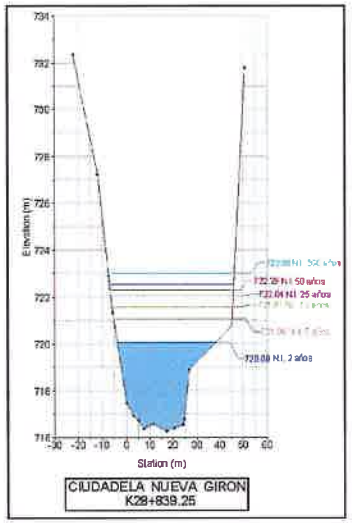


Figura 6.1 Sección transversal de sitio de presa en Llano Grande.

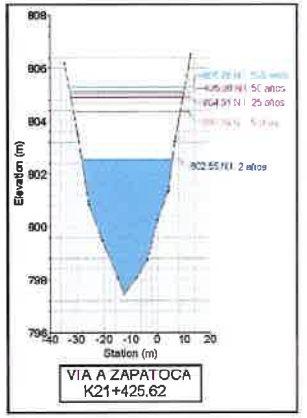


Figura 6.2 Sección transversal de sitio de presa en Chocoita.

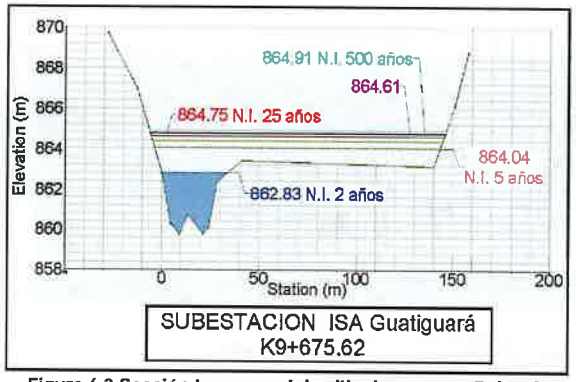


Figura 6.3 Sección transversal de sitio de presa en Pajonal.

6.4.2 Bosquejo de la solución

Propuesta de diseño

Con base en las áreas potenciales de inundación mostradas en los sitios de la tabla 6.1, podemos generar en ellas embalses artificiales no permanentes con base en presas vertederos que nos permitan en eventos de avenida, acumular los volúmenes de agua generados en el hidrograma de diseño, volumen que mediante el vertedero de la presa será siendo evacuado en un tiempo mayor al de la creciente con la consiguiente disminución de caudal aguas abajo.

La parte superior de la presa podría servir de paso vehicular sobre el Río

El análisis de comportamiento del tránsito de creciente a través de las presas vertedero se estima mediante la evaluación del hidrograma de diseño y el funcionamiento del vertedero en función del caudal aguas abajo.

Hidrograma de diseño

Con base en los caudales generados para diferentes períodos de retorno en años se obtiene los hidrogramas de paso de avenida. En las figuras 6.4, 6.5 y 6.6 se muestran los hidrogramas de creciente para un período de retorno de 50 años y para los sitios: Llano Grande, Chocoita y Pajonal.

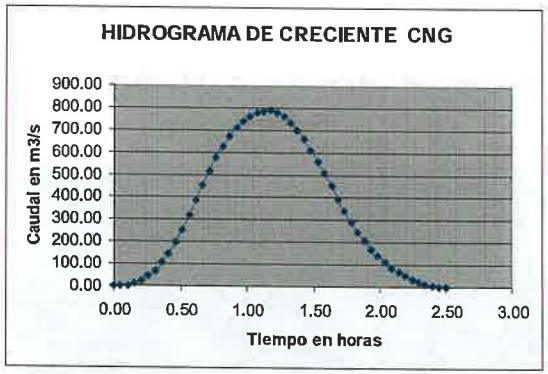


Figura 6.4 Hidrograma de creciente en Llano Grande.

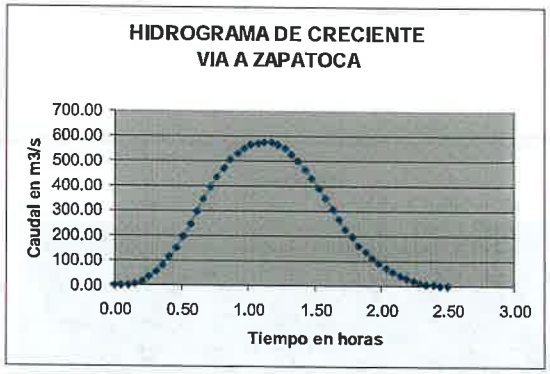


Figura 6.5 Hidrograma de creciente en Chocoita

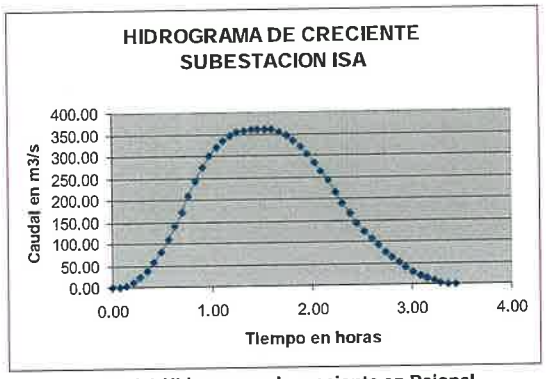


Figura 6.6 Hidrograma de creciente en Pajonal.

Caudal aguas abajo

Para definir el comportamiento del caudal aguas abajo, con el programa HEC RAS se determinó los niveles del Río para diferentes caudales de diseño en los tres puntos por analizar.

En las figuras 6.7, 6.8 y 6.9 se muestran gráficamente los comportamientos de los niveles de agua para diferentes caudales en función de la sección transversal del sitio de presa.

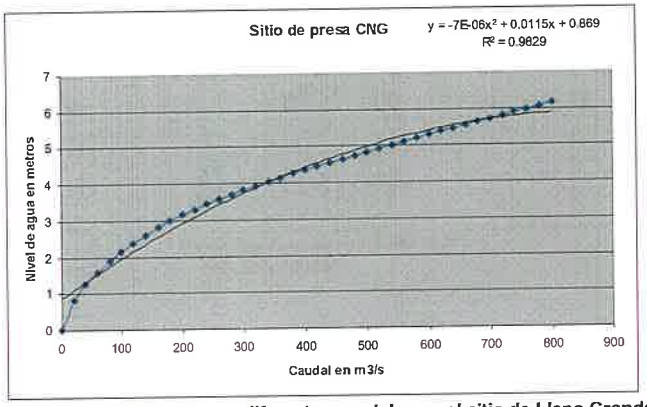


Figura 6.7 nivel de agua para diferentes caudales en el sitio de Llano Grande.

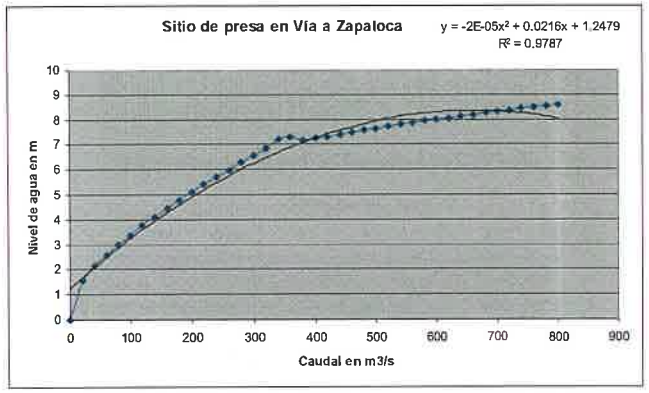


Figura 6.8 nivel de agua para diferentes caudales en el sitio de Chocoita.

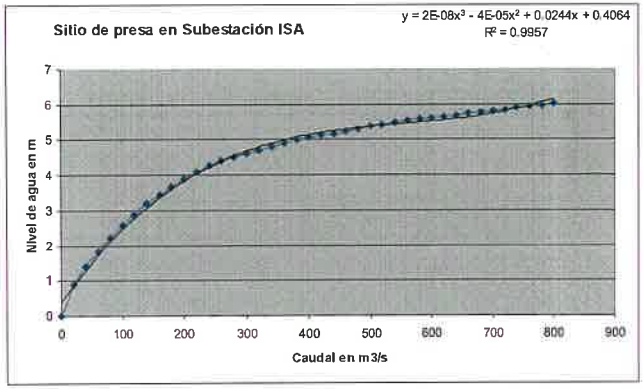


Figura 6.9 nivel de agua para diferentes caudales en el sitio de Pajonal.

Presa -Vertedero

Los caudales aguas abajo de presa serán generados por un vertedero de pared gruesa de fórmula:

$Q = C * B * H^{3/2}$

En donde

Q = Caudal aguas abajo en m3/s
B = Ancho del vertedero en la presa
H = Altura libre del agua en metros, expresada como la diferencia entre el nivel aguas arriba en el embalse y el nivel aguas abajo en el Río.
C = Coeficiente de descarga de valor máximo

C es un coeficiente afectado por el comportamiento de la lámina aguas arriba y aguas abajo, la velocidad de aproximación y la altura de la presa.

En las figuras 6.10 y 6.11 se muestran las afectaciones teóricas a este coeficiente en función de las condiciones previstas.

Este coeficiente es determinante en la definición de la altura máxima en la presa-vertedero por lo cual su verdadera magnitud debe ser objeto de un estudio por medio de modelo hidráulico para efecto de diseño de la estructura.

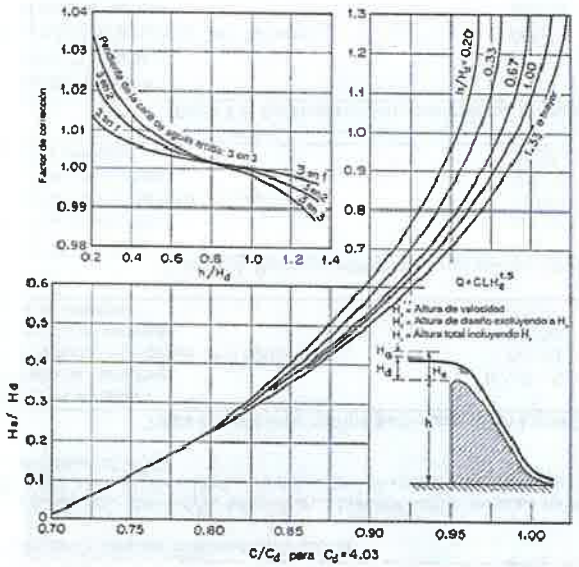


Figura 6.10 . Relación altura-caudal para las formas estándar de vertederos WES

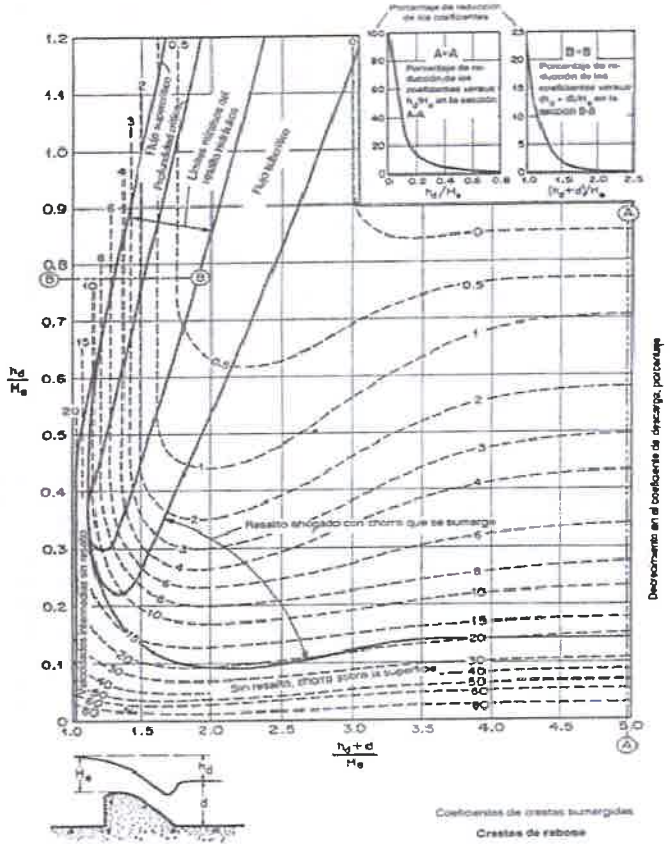


Figura 6.11. Disminución del coeficiente de descarga para vertederos de rebose sumergidos

6.4.3 Alternativas de localización

Con base en los tres sitios de presa seleccionados se analizaron las posibles combinaciones de embalses relacionados a continuación:

Represa en Llano Grande.
Represa en Chocoita
Represa en Pajonal
Represa en Llano Grande con represa en Chocoita
Represan en Llano Grande con represa en Pajonal
Represa en Llano Grande con represas en Vía a Chocoita y Pajonal
Represa en Chocoita con represa en Pajonal

Para la represa en Llano Grande, el límite superior posible de embalse se halla condicionado a la existencia de viviendas en la parte alta de la Ciudadela al nivel 741.00 msnm.

Para la represa en Chocoita, el límite superior posible de embalse se halla condicionado a los niveles de las laderas contiguas a 810 msnm.

Para la represa en Pajonal, el límite superior posible de embalse se halla condicionado a los niveles de las laderas contiguas a 868 msnm.

Para estas siete alternativas se realizó un balance hídrico para los períodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años, cuyos cálculos se presentan en anexo y cuyo resumen de resultados se muestra en las tablas 6.3 a 6.9.

Tabla 6.3 Balance hídrico para represa en Llano Grande

Ancho de vertedero	8	m
Formula de vertedero	C * B * H^1.5	
Nivel máximo de represa Tr = 500 años	727.00	msnm
Nivel cero de represa	715.00	msnm
Area de embalse	50.26	Ha.

Tabla 6.4 Balance hídrico para represa en Chocoita

Ancho de vertedero	8	m
Formula de vertedero	C * B * H^1.5	
Nivel máximo de represa Tr = 500 años	809.00	msnm
Nivel cero de represa	800.00	msnm
Area de embalse	40.24	Ha

Tabla 6.5 Balance hídrico para represa en Pajonal

Ancho de vertedero	8	m
Formula de vertedero	C * B * H^1.5	
Nivel máximo de represa Tr = 500 años	868.00	msnm
Nivel cero de represa	860.00	msnm
Area de embalse	19.36	Ha

Tabla 6.6 Balance hídrico para represa en Llano Grande con Chocoita.

Ancho de vertedero	8	m
Formula de vertedero	C * B * H^1.5	
Nivel màximo de represa Tr = 500 años	725.50	msnm
Nivel cero de represa	715.00	msnm
Area de embalse	39.52	Ha

Tabla 6.7 Balance hídrico para represa en Llano Grande con Pajonal

Ancho de vertedero	8	m
Formula de vertedero	C * B * H^1.5	
Nivel màximo de represa Tr = 500 años	726.50	msnm
Nivel cero de represa	715.00	msnm
Area de embalse	46.62	Ha

Tabla 6.8 Balance hídrico para represa en Llano Grande con Chocoita y Pajonal.

Ancho de vertedero	8	M
Formula de vertedero	C * B * H^1.5	
Nivel màximo de represa Tr = 500 años	724.50	Msnm
Nivel cero de represa	715.00	Msnm
Area de embalse	32.79	Ha

Tabla 6.9 Balance hídrico para represa en Chocoita con Pajonal

Ancho de vertedero	8	M
Formula de vertedero	C * B * H^1.5	
Nivel màximo de represa Tr = 500 años	807.50	Msnm
Nivel cero de represa	800.00	Msnm
Area de embalse	25.59	Ha

En las alternativas anteriores se generan caudales agua abajo como se muestra en las tablas 6.10 a 6.16

Tabla 6.10 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa Llano Grande.

Características de presa para diferentes períodos de retorno		
Periódo de retorno Años	**Caudal aguas abajo m3/s**	**Nivel de agua aguas arriba msnm**
25	385.16	725.50
50	417.56	726.00
100	450.83	726.00
500	484.90	727.00

Tabla 6.11 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa Chocoita.

Características de presa para diferentes períodos de retorno		
Periódo de retorno Años	**Caudal aguas abajo m3/s**	**Nivel de agua aguas arriba msnm**
25	325.74	808.00
50	340.96	808.50
100	356.43	808.50
500	388.04	809.00

Tabla 6.12 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Pajonal

Características de presa para diferentes períodos de retorno		
Periódo de retorno Años	**Caudal aguas abajo m3/s**	**Nivel de agua aguas arriba msnm**
25	294.45	866.50
50	297.59	867.00
100	327.65	867.50
500	358.69	868.00

Tabla 6.13 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Llano Grande por el efecto combinado de represas en Llano Grande y Chocoita

Características de presa para diferentes períodos de retorno		
Periódo de retorno Años	Caudal aguas abajo m3/s	Nivel de agua aguas arriba msnm
25	323.06	724.50
50	353.65	724.50
100	353.65	725.00
500	417.56	725.50

Tabla 6.14 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Llano Grande por el efecto combinado de represas en Llano Grande y Pajonal

Características de presa para diferentes períodos de retorno		
Periódo de retorno Años	Caudal aguas abajo m3/s	Nivel de agua aguas arriba msnm
25	385.16	725.00
50	417.56	725.50
100	417.56	726.00
500	484.90	726.50

Tabla 6.15 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Llano Grande por el efecto combinado de represas en Llano Grande, Chocoita y Pajonal

Características de presa para diferentes períodos de retorno		
Periódo de retorno Años	Caudal aguas abajo m3/s	Nivel de agua aguas arriba msnm
25	264.68	723.00
50	293.38	723.50
100	323.06	724.00
500	353.65	724.50

Tabla 6.16 Caudales máximos generados aguas abajo de la represa en Chocoita por el efecto combinado de represas en Chocoita y Pajonal.

Características de presa para diferentes períodos de retorno		
Periódo de retorno Años	Caudal aguas abajo m3/s	Nivel de agua aguas arriba msnm
25	246.78	806.75
50	275.56	807.00
100	261.04	806.75
500	305.40	807.50

Como se desprende del análisis de las anteriores tablas los caudales mínimos generados en Girón se obtienen para la combinación de represas en Llano Grande, Chocoita y Pajonal con 353 m3/s para un período de retorno de 500 años, seguido de la alternativa de represas en Llano Grande y Chocoita con 417 m3/s.

Un resumen de las alternativas para períodos de retorno de 50 y 500 años se muestra en las tablas 6.17 y 6.18

PROYECTO : RIO DE ORO - CUENCA MEDIA
BALANCE HIDRICO EN SITIOS DE PRESA PARA CONTROL DE INUNDACIONES AGUAS ABAJO
PERIODO DE RETORNO **50** AÑOS
RESUMEN DE ALTERNATIVAS

Tabla 6.17

Sitio de represa	Opciones de combinaciones de localización	Nivel cero de presa mnsm	Nivel máximo de presa msnm	Ancho de vertedero m	Caudal máximo aguas arriba m3/s	Caudal máximo aguas abajo m3/s	Caudal máximo en Vahondo m3/s	% de caudal aguas abajo
Sin Proyecto					731	731	769	
Llano Grande	LL.G.	716.00	728.50	8	731	418	455	59%
Llano Grande	LL.G. + Chocoita	716.00	727.00	8	553	354	391	51%
Llano Grande	LL.G. + Pajonal	716.00	728.00	8	738	418	455	59%
Llano Grande	LL.G. + Chocoita + Pajonal	716.00	726.00	8	473	293	331	43%
Chocoita	Chocoita	800.00	810.50	8	569	341	541	70%
Chocoita	Chocoita + Pajonal	800.00	809.00	8	417	276	476	62%
Pajonal	Pajonal	859.00	869.50	8	361	298	705	92%

PROYECTO : RIO DE ORO - CUENCA MEDIA
BALANCE HIDRICO EN SITIOS DE PRESA PARA CONTROL DE INUNDACIONES AGUAS ABAJO
PERIODO DE RETORNO 500 AÑOS
RESUMEN DE ALTERNATIVAS

Tabla 6.18

Sitio de represa	Opciones de combinaciones de localización	Nivel cero de presa mnsm	Nivel máximo de presa msnm	Ancho de vertedero m	Caudal máximo aguas arriba m3/s	Caudal máximo aguas abajo m3/s	Caudal máximo en Vahondo m3/s	% de caudal aguas abajo
Sin Proyecto					974	974	974	
Llano Grande	LL.G.	716.00	728.50	8	974	485	485	50%
Llano Grande	LL.G. + Chocoita	716.00	727.00	8	683	418	417	43%
Llano Grande	LL.G. + Pajonal	716.00	728.00	8	907	485	485	50%
Llano Grande	LL.G. + Chocoita + Pajonal	716.00	726.00	8	634	354	353	36%
Chocoita	Chocoita	800.00	810.50	8	659	388	703	72%
Chocoita	Chocoita + Pajonal	800.00	809.00	8	466	305	621	64%
Pajonal	Pajonal	859.00	869.50	8	426	359	907	93%

Un factor importante en la determinación del sitio o combinación de sitios de represa son los costos de afectación a terceros que se derivan de su construcción.

Este factor es especialmente importante en las alternativas en que se halla involucrada la represa de Llano Grande por el hecho de hallarse en la zona de inundación 400 viviendas.

La importancia de este costo se muestra en la tabla 6.19 en donde se discrimina el valor de cada alternativa.

Tabla 6.19 Costo de alternativas involucrando represa en Llano Grande

COSTO DE ALTERNATIVAS Valores en COP

LL.G.				
Concepto	**Cantidad**	**Unidad**	**Vr. Unit**	**Vr. Parcial**
Excavación represa	1,472	m3	40,000	58,880,000
Excavación contrapresa	210	m3	40,000	8,400,000
Acarreos	1,472	m3	5,000	7,360,000
Concreto represa	3,551	m3	450,000	1,598,097,968
Concreto contrapresa	210	m3	450,000	94,500,000
Acero represa	142	ton	3,600,000	511,391,350
Acero contrapresa	13	ton	3,600,000	46,800,000
Baranda	82	m	575,000	47,150,000
Area inundable	62	ha.	48,000,000	2,976,000,000
Vivienda	411	Unidad	40,000,000	16,440,000,000
TOTAL				**21,788,579,318**
LL.G. + Chocoita				
Concepto	**Cantidad**	**Unidad**	**Vr. Unit**	**Vr. Parcial**
Excavación represa	2,640	m3	40,000	105,600,000
Excavación contrapresa	410	m3	40,000	16,400,000
Acarreos	2,640	m3	5,000	13,200,000
Concreto represa	5,418	m3	450,000	2,438,048,615
Concreto contrapresa	410	m3	450,000	184,500,000
Acero represa	217	ton	3,600,000	780,175,557
Acero contrapresa	25	ton	3,600,000	88,200,000
Baranda	138	m	575,000	79,350,000
Area inundable	101	ha.	41,000,000	4,141,000,000
Vivienda	431	Unidad	40,000,000	17,240,000,000
TOTAL				25,086,474,172

Tabla 6.19 Costo de alternativas involucrando represa en Llano Grande (continuación)

LL.G. + Pajonal				
Concepto	**Cantidad**	**Unidad**	**Vr. Unit**	**Vr. Parcial**
Excavación represa	5,024	m3	27,500	138,160,000
Excavación contrapresa	910		27,500	25,025,000
Acarreos	5,024	m3	5,000	25,120,000
Concreto represa	19,039	m3	450,000	8,567,367,491
Concreto contrapresa	910	m3	450,000	409,500,000
Acero represa	762	ton	3,600,000	2,741,557,597
Acero contrapresa	53	ton	3,600,000	190,800,000
Baranda	293	m	575,000	168,475,000
Area inundable	80	ha.	41,000,000	3,280,000,000
Vivienda	411	Unidad	40,000,000	16,440,000,000
TOTAL				**31,986,005,088**

LL.G. + Chocoita + Pajonal				
Concepto	**Cantidad**	**Unidad**	**Vr. Unit**	**Vr. Parcial**
Excavación represa	6,192	m3	31,667	196,080,000
Excavación contrapresa	1,110	m3	31,667	35,150,000
Acarreos	6,192	m3	5,000	30,960,000
Concreto represa	21,123	m3	450,000	9,505,415,369
Concreto contrapresa	1,110	m3	450,000	499,500,000
Acero represa	845	ton	3,600,000	3,041,732,918
Acero contrapresa	65	ton	3,600,000	232,200,000
Baranda	351	m	575,000	201,825,000
Area inundable	116	ha.	37,000,000	4,292,000,000
Vivienda	431	Unidad	40,000,000	17,240,000,000
TOTAL				**35,274,863,287**

Fuente: Cálculos del Consultor

Para las restantes alternativas en que no se contempla la represa de Llano Grande los costos de construcción disminuyen sensiblemente.

En la tabla 6.20 se muestran los valores discriminados para las restantes alternativas.

Tabla 6.20. Costo de alternativas sin represa en Llano Grande.

Chocoita				
Concepto	**Cantidad**	**Unidad**	**Vr. Unit**	**Vr. Parcial**
Excavación represa	1,168	m3	40,000	46,720,000
Excavación contrapresa	200	m3	40,000	8,000,000
Acarreos	1,168	m3	5,000	5,840,000
Concreto represa	2,502	m3	450,000	1,125,726,955
Concreto contrapresa	200	m3	450,000	90,000,000
Acero represa	100	ton	3,600,000	360,232,625
Acero contrapresa	12	ton	3,600,000	41,400,000
Baranda	63	m	575,000	36,225,000
Area inundable	51	ha.	32,000,000	1,632,000,000
Vivienda	20	Unidad	40,000,000	800,000,000
TOTAL				**4,146,144,580**

Chocoita + Pajonal				
Concepto	**Cantidad**	**Unidad**	**Vr. Unit**	**Vr. Parcial**
Excavación represa	1,168	m3	27,500	32,120,000
Excavación contrapresa	900	m3	27,500	24,750,000
Acarreos	1,168	m3	5,000	5,840,000
Concreto represa	17,699	m3	450,000	7,964,541,163
Concreto contrapresa	900	m3	450,000	405,000,000
Acero represa	708	ton	3,600,000	2,548,653,172
Acero contrapresa	52	ton	3,600,000	185,400,000
Baranda	122	m	575,000	70,150,000
Area inundable	62	ha.	28,000,000	1,736,000,000
Vivienda	20	Unidad	40,000,000	800,000,000
TOTAL				**13,772,454,335**

Pajonal				
Concepto	**Cantidad**	**Unidad**	**Vr. Unit**	**Vr. Parcial**
Excavación represa	3,552	m3	15000	53,280,000
Excavación contrapresa	700	m4	15,000	10,500,000
Acarreos	3,552	m3	5,000	17,760,000
Concreto represa	15,705	m3	450,000	7,067,366,754
Concreto contrapresa	700	m3	450,000	315,000,000
Acero represa	628	ton	3,600,000	2,261,557,361
Acero contrapresa	40	ton	3,600,000	144,000,000
Baranda	215	m	575,000	123,625,000
Area inundable	22	ha.	19,000,000	418,000,000
Vivienda		Unidad	40,000,000	0
TOTAL				**10,411,089,115**

Fuente: Cálculos del Consultor

Un análisis COSTO-BENEFICIO, en que se evalúa el costo por cada m3/s eliminado en Girón se muestra en la tabla 6.21

De allí se deduce, que para un período de retorno de 500 años, el menor costo unitario de disminución de caudal aguas abajo se obtiene para la construcción de una represa en Chocoita en donde su costo es de 15 millones de pesos por cada m3/s disminuído aguas abajo, seguido por una combinación de represas en Chocoita y Pajonal a un costo de 39 millones de pesos por m3/s disminuido. No obstante lo anterior las soluciones corresponden a la menor disminución de caudal aguas abajo (228 y 293 m3/s respectivamente). Una represa única en Pajonal queda descartada por su mayor costo unitario (155 millones por m3/s y su menor disminución absoluta de caudal aguas abajo (67 m3/s)

No obstante, si no incorporamos en los costos el valor de las viviendas de Ciudadela Nueva Girón, se tiene entonces que la solución ideal corresponde a una represa en Llano Grande a la menor relación Costo-beneficio (12 millones de pesos por m3/s disminuído aguas abajo y el tercer mayor caudal disminuído aguas abajo (314 m3/s), valor este último que posiblemente solucionaría los problemas de inundación en Girón.

Los cálculos realizados se muestran en la tabla 6.22

Tabla 6.21 Análisis de costo - Beneficio para períodos de retorno de 500 y 50 años.

Sitio de represa	Opciones de combinaciones de localización	TOTAL	Caudal disminuido 500 años	Caudal disminuido 50 años	Relación costo beneficio 500 años	Relación costo beneficio 50 años
		Valor COP	m3/s	m3/s	Millones COP/m3-s	Millones COP/m3-s
Sin Proyecto						
Llano Grande	LL.G.	21,788,579,318	489	314	45	69
	LL.G. + Chocoita	25,086,474,172	557	378	45	66
	LL.G. + Pajonal	31,986,005,088	489	314	65	102
	LL.G. + Chocoita + Pajonal	35,274,863,287	621	438	57	81
Chocoita	Chocoita	4,146,144,580	271	228	15	18
	Chocoita + Pajonal	13,772,454,335	353	293	39	47
Pajonal	Pajonal	10,411,089,115	67	64	155	164

Fuente: Cálculos del Consultor

Tabla 6.22 Análisis de costo - Beneficio para períodos de retorno de 500 y 50 años, sin incluir costo de viviendas de Ciudadela Nueva Girón.

Sitio de represa	Opciones de combinaciones de localización	TOTAL	Caudal disminuido 500 años	Caudal disminuido 50 años	Relación costo beneficio 500 años	Relación costo beneficio 50 años
		Valor COP	m3/s	m3/s	Millones COP/m3-s	Millones COP/m3-s
Sin Proyecto						
Llano Grande	LL.G.	5,788,579,318	489	314	12	18
	LL.G. + Chocoita	9,086,474,172	557	378	16	24
	LL.G. + Pajonal	15,986,005,088	489	314	33	51
	LL.G. + Chocoita + Pajonal	19,274,863,287	621	438	31	44
Chocoita	Chocoita	4,146,144,580	271	228	15	18
	Chocoita + Pajonal	13,772,454,335	353	293	39	47
Pajonal	Pajonal	10,411,089,115	67	64	155	164

En la figura 6.12 se muestra un detalle de la presa típica propuesta para el sitio de Llano Grande.
En planos se muestran detalles constructivos de la propuesta para los sitios seleccionados.

Figura 6.12 Sección transversal de presa típica



7

7. DEFINICION DE AMENAZAS

En capítulos anteriores se definieron los niveles de inundación para los distintos períodos de retorno.

En consonancia de ello con las Normas geotécnicas CDMB, capítulo II, numeral 2.4 los niveles de amenaza en que se clasifican los terrenos en el área se muestran en la tabla 7.1. Las áreas correspondientes se muestran en los planos 1AM a 34AM.

DETERMINACION DE AREAS SEGÚN NIVEL DE AMENAZA POR INUNDACION RIO DE ORO				
SECTOR	NIVEL DE AMENAZA ALTA (Ha)		NIVEL DE AMENAZA MEDIA (Ha)	
	Margen Derecha*	Margen Izquierda*	Margen Derecha*	Margen Izquierda*
Puente El Conquistador hasta la Confluencia Quebrada Grande	5.80	13.60	2.01	4.32
Confluencia Quebrada Grande hasta confluencia Q. Soratoque	8.84	13.14	0.86	1.02
Confluencia Qda Soratoque hasta confluencia Rio Lato	10.94	15.16	0.24	0.29
Confluencia Rio Lato hasta confluencia Q. El Palmar	39.61	34.35	1.31	1.18
Confluencia Q, El Palmar hasta confluencia Qda Ruitoque	65.54	81.48	1.96	1.96
Confluencia Quebrada Ruitoque hasta Vahondo	23.55	45.72	0.75	0.91
TOTAL	**154.29**	**203.45**	**7.14**	**9.68**

* Según alineamiento aguas abajo

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 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 – ST - 005
  Localización : Barrio San Francisco
  Municipio: Piedecuesta

  Nombre del Punto: GPS – D- ST - 040
  Localización : Alto de La Virgen
  Municipio: Piedecuesta

  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

- 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 meterorológicas existentes en el área y los estudios anteriores realizados por este Consultor.

- Con base en estudio geomorfológico realizado y con base en información secundaria extraida 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.

Con base en los parámetros calculados en el capítulo 2.2.2 puede colegirse que la microcuenca de la quebrada San Antonio con un coeficiente Cs de 1.25 corresponde a la de mayor tendencia a las crecientes, pero esta microcuenca a su vez posee la menor área aferente (15.82 km2) equivalente al 4.4 % del área total de la subcuenca media del Río de Oro. Por otra parte esta microcuenca posee la altura media mas pequeña (185 m) de todas las microcuencas lo cual minimiza la eventual conversión de su energía potencial en energía cinetica.

Desde otra perspectiva las microcuencas de Oro Alto, Lato Y Soratoque con sus coeficientes Cs mayores a 1.50 corresponden a las de menor tendencia a crecientes aunque por otra parte las áreas del Oro Alto y del Lato contribuyen significativamente al área total de la subcuenca (77.8 y 52.3 km2) con un 36% del total.

La microcuenca de la Quebrada Soratoque, que corresponde a la zona mas densamente poblada de todas las estudiadas con un valor Cs de 1.66, el área menor (14.02 km2) y una de las de menor altura media (208 m) se constituye la de menor riesgo de crecientes de toda la subcuenca.

- Las áreas aferentes a cada una de los sectores en que se dividió el Río se calcularon mediante planos disponibles elaborados por FAL en el año 2000. La información cartográfica así lograda, se precisó mediante levantamiento topográfico realizado por las comisiones topográficas asignadas para ello.

- De acuerdo con las características específicas de la cuenca se definieron siete puntos de entrada de caudal y para ellos se definieron áreas aferentes como se muestra

Punto de entrada de caudal	Area acumulada en ha
Puente El Conquistador	7.782
Quebrada Grande	12.933
Quebrada Soratoque	14.335
Rio Lato	19.562
Quebrada El Palmar	23.760
Quebrada Ruitoque	34.503
Quebrada San Antonio	36.085

- En la parte hidrológica y con la metodología de polígonos de Thiessen se analizaron las estaciones de El Razgón y La Granja por su incidencia posicional con respecto al sector inicial del Río en su tránsito por el Municipio de Piedecuesta y las estaciones de Campestre y Llano Grande en el sector del Río transitando por el Municipio de Girón.

Con base en información pluviográfica de las mencionadas estaciones se seleccionaron los hidrogramas de diseño.

- El estudio realizó un análisis de caudales para períodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años de acuerdo con lo estipulado en los términos de referencia. Se adicionó el estudio para un período de retorno de 2 años dada la importancia que el caudal dominante tiene en la dinámica fluvial.

Para la determinación de los caudales se analizaron los métodos de Snyder, USBR, Témez. SCS y William y Hann. Una comparación con los caudales realmente medidos en la estación limnimétrica del Conquistador en Piedecuesta y los estudios de patronamiento del Río realizados por la CDMB a raíz de los sucesos de Febrero de 2005, permitieron definir el método de Témez como el de mejor ajuste con relación al comportamiento Cuenca-Río.

Para los puntos de entrada se definieron los caudales para los diferentes períodos de retorno como se muestra.

Período de retorno	Caudal en m3/s para los sectores adoptados					
	1	2	3	4	5	6
2	9	71	91	133	201	299
5	27	140	173	243	323	487
10	41	179	215	304	398	601
25	58	211	250	351	454	709
50	74	228	273	383	491	769
100	91	236	277	389	510	828
500	149	279	316	437	553	946

- Con los caudales adoptados para cada uno de los períodos de retorno se realizó el análisis hidráulico del comportamiento del Río con el programa HEC RAS 3.1.3.

Esta modelación permitió identificar zonas potenciales de inundación en la zonas urbanas y rural de Piedecuesta, la Ciudadela Nueva Girón en la Zona rural de Girón.

En la zona urbana de Piedecuesta se detectaron inundaciones puntuales en la avenida paralela al Río en el Barrio Villas del Río sin consecuencias que obliguen a tomar medidas correctivas. Las viviendas aledañas poseen un nivel de amenaza baja de inundación excepto los predios identificados con la numeración 12-79 y 12-95, actualmente baldíos, cuyo nivel de amenaza por inundación es alta.

En la zona rural de los municipios de Piedecuesta y Girón se detectaron problemas en los puentes:

- Puente Nuevo
- Puente vehicular a la vereda Palogordo
- Puente vía a Zapatoca
- Batea en Vahondo

Para los cuales se debe realizar su reconstrucción en la medida que las condiciones de movilidad a través de ellos así los requiera.

En términos generales los puentes deben cumplir tres condiciones mínimas.

a. Poseer una altura de calzada que permita el libre paso de caudales de diseño de 50 años con un borde libre adecuado, en función del caudal de diseño.
b. Tener un ancho mínimo que permita el paso del caudal con período de retorno de 2 años sin que este toque los estribos.
c. Para puentes de corta longitud (Inferior a 50 metros) no tener pila central.

En el capítulo 6 se detallan las características futuras de estos puentes para cumplir su cometido pero su posicionamiento y dimensionamiento final debe ser objeto de diseño específico en función de la vía que se proyecte.

- En la zona rural del Municipio de Girón la Ciudadela Nueva Girón plantea en la situación actual un problema de inundaciones para casi cualesquier periodo de retorno por lo cual su nivel de amenaza por inundación es alta. Su solución escapa al alcance del presente estudio pero las limitaciones encontradas deben servir de insumo para la toma de determinaciones por terceros.

La Ciudadela Nueva Girón posee un sector, que comprende aproximadamente la construcción de 400 viviendas, localizado en la zona de inundación del Río de Oro, a escasos 4 metros sobre el nivel de fondo del Río

Su construcción en dicho sitio la hace particularmente nociva para el sector urbano de Girón dado que se pierde esta área natural de amortiguación de las avenidas del Río, incrementándose los efectos negativos que el Río ejerce sobre la zona urbana.

Para efecto de protección de la zona se construyó un dique perimetral al Río con niveles como se mostró en el capítulo 4.3 que parecen inadecuados para soportar los niveles de inundación previstos.

Finalmente del análisis de las secciones transversales se desprende que el fondo de la Planta de tratamiento de aguas residuales se halla al nivel de fondo del Río de Oro.

Por otra parte al sellar el Box Culvert, en episodios de avenida del Río, se debe resolver el problema de evacuación de las aguas lluvias internas, para cuando los dos eventos se den simultáneamente. Este sistema de evacuación de aguas lluvias debe ser de proporciones considerables dadas las condiciones de pluviosidad arriba comentadas. Se desconoce si ya se evaluó quien soportará los costos de operación y mantenimiento de los equipos de bombeo de aguas residuales y pluviales, dadas las condiciones socioeconómicas de la población que la habitará.

Completa el cuadro negativo de la urbanización del sector, el hecho que la zona de Llano Grande se constituye en la zona de mayor precipitación (181 mm en un solo episodio de lluvia) de la Zona Metropolitana. La Urbanización de esta zona y el secuencial endurecimiento del área, que conlleva la elevación del coeficiente de escorrentía, constituye un alto riesgo de aumento de los picos de crecientes del Río, que posiblemente,

de llevarse a cabo tal urbanización, tenga que pagar en el futuro el sector urbano de Girón con inundaciones mayores aún de las hasta ahora presentadas.
Como conclusión a lo anteriormente expuesto, se considera que la Ciudadela Nueva Girón, quedó ubicada en el sitio mas inadecuado no solo por los problemas a futuro que su ubicación representará para sus pobladores, sino porque se utilizó un sitio que la Ciudad de Girón requiere para la amortiguación de caudales ante futuros episodios de avenidas similares a las ya soportadas.

En consonancia con lo anteriormente expuesto no se presenta para la Ciudadela unas recomendaciones para evacuación y reubicación de las familias que allí podrían ser asentadas, puesto que la recomendación primera es que no sean allí localizadas.

Esta recomendación es extensible para eventuales localizaciones urbanas en toda la zona de influencia de las veredas de Llano Grande y Palogordo en donde la combinación de alta pluviosidad y endurecimiento del área de escorrentía resultarían fatales para el futuro del casco urbano de Girón.

- Finalmente se proponen a nivel de prediseño soluciones mediante presas-vertedero para menguar los caudales aguas abajo de Vahondo.

Con base en investigación de campo y estudios de suelos se proponen tres sitios de presa, con base en los cuales se analizan las distintas combinaciones posibles relacionadas a continuación:

Represa en Llano Grande.
Represa en Chocoita
Represa en Pajonal
Represa en Llano Grande con represa en Chocoita
Represan en Llano Grande con represa en Pajonal
Represa en Llano Grande con represas en Chocoita y Pajonal
Represa en Chocoita con represa en Pajonal

La determinación de los parámetros de diseño hidráulico para su cálculo se realizó mediante la teoría del caudal fluyendo a través de un vertedero de poca altura en el cual se determinó el valor de los coeficientes C mediante gráficas basadas en los datos de *Waterways Experiment Station* (WES) y la *U.S. Army Engineers Waterway Experiment Station.*

Esta determinación de los verdaderos valores de C (el coeficiente C es variable en función de las condiciones variables aguas arriba y aguas abajo) debe ser obtenida para propósito de diseño mediante modelo hidráulico que debe ser realizado durante la etapa de diseño de las estructuras.

Igualmente es posible que la constricción de flujo que la presa representa, origine ondas transversales aguas abajo para cuya protección el modelo debe arrojar soluciones. A nivel de prediseño se ha evaluado económicamente una contrapresa aguas abajo con el objeto de limitar los efectos de la socavación local.

Como se desprende del análisis de las alternativas propuestas, los caudales mínimos generados en Girón se obtienen para la combinación de represas en Llano Grande,

Chocoita y Pajonal con 353 m3/s para un período de retorno de 500 años, seguido de la alternativa de represas en Llano Grande y Chocoita con 417 m3/s.

Un análisis de costo beneficio de las alternativas de localización de represas y para las condiciones actuales da como opción mas atractiva la construcción de una represa en Chocoita con una relación costo / beneficio de 18 millones de pesos por m3/s disminuído aguas abajo para un período de retorno de 50 años, un costo aproximado de 4200 millones de pesos y un caudal esperado aguas abajo en Vahondo de 541 m3/s en comparación con un caudal de 769 m3/s esperado para la condición sin proyecto.

Si hacemos abstracción del costo de las viviendas de la Ciudadela Nueva Girón, la mejor opción resultaría para una represa en Llano Grande con una relación costo / beneficio de 12 millones de pesos por m3/s disminuído aguas abajo para un período de retorno de 50 años, un costo aproximado de 5800 millones de pesos y un caudal esperado aguas abajo en Vahondo de 455 m3/s en comparación con un caudal de 769 m3/s esperado para la condición sin proyecto.

El dimensionamiento mostrado de las distintas represas así como su estimación de costos directos corresponde a un nivel de prediseño. Sus características finales deben ser determinadas mediante un diseño detallado que debe realizarse preliminar a las obras. Debe investigarse en forma mas intensa la geología y geotecnia de la zona mediante exploración del subsuelo y construirse un modelo hidráulico que simule las condiciones de diseño aquí propuestas y permita definir parámetros importantes como la estabilidad de la presa ante las condiciones de erosión local.

- Del análisis de las distintas estaciones meteorológicas existentes en la zona y la influencia de las precipitaciones en ellas detectadas se deduce que las precipitaciones en la zona donde se halla localizada la estación Llano Grande, operada por el IDEAM, son decisivas sobre los caudales aguas abajo presentados en la zona Baja del Río de Oro. Con base en lo anterior las alertas tempranas de potenciales avenidas del Río deben ser emitidas por el IDEAM con base en la interpretación de los hidrogramas de las precitaciones que en tiempo presente emite la Estación Llano Grande. Desafortunadamente la cercanía de la Estación al casco urbano de Girón, aproximadamente cinco kilómetros, hace que el tiempo de respuesta con que se cuenta, 25 minutos, sea corto. Para todos los propósitos la mejor alerta temprana se realiza mediante la evacuación de las zonas potenciales de inundación, desde ya, de las viviendas ubicadas en la zona.