

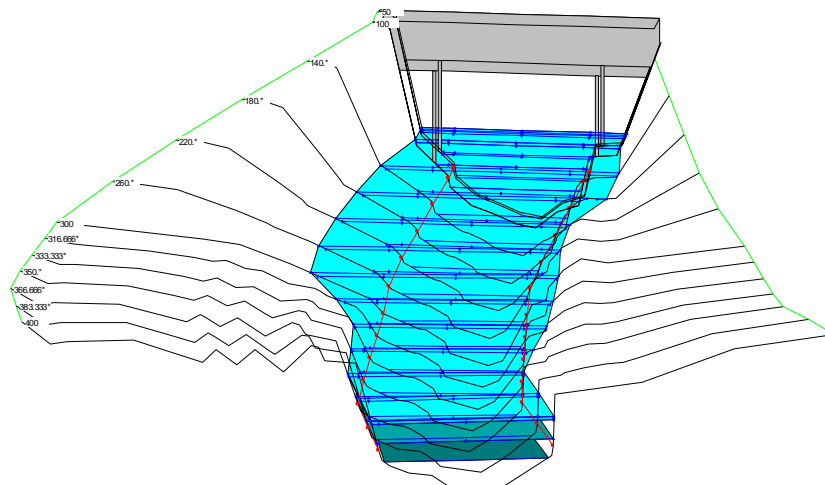


**ESTUDIO DE AMENAZA POR INUNDACIÓN DEL RÍO CAUCA
BARRIO LOS LAGOS DE OCCIDENTE
POPAYÁN**

**TRABAJO DE GRADO
MODALIDAD TRABAJO SOCIAL**

**LUIS ALBERTO GARCÍA LÓPEZ
ALEJANDRA PAZ ANTE**

**DIRECTOR
ING. CARLOS ARIEL HURTADO**



POPAYÁN, NOVIEMBRE DE 2011



CONTENIDO

	Página
1. INTRODUCCIÓN	3
2. OBJETIVOS	4
2.1 Objetivo general	4
2.2 Objetivos específicos	4
3. LOCALIZACIÓN	5
4. METODOLOGÍA	8
5. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE	9
5.1 Estudios previos	9
5.2 Información topo-batimétrica	9
5.3 Información hidrológica	9
5.4 Información hidráulica	10
6. ESTUDIOS REALIZADOS	11
6.1 Realización de visita de campo	11
6.2 Estudios topo-batimétricos	12
6.3 Estudios hidrológicos	22
6.3.1 Tiempo de retorno	22
6.3.2 Análisis de información existente	23
6.3.3 Cálculo de caudales máximos	25



6.3.4	Resumen de resultados de caudales máximos	35
6.3.5	Método de mejor ajuste	36
6.3.6	Selección del caudal máximo de diseño	42
6.3.7	Aforo de caudal	42
6.4	Estudios hidráulicos	44
6.4.1	Caracterización del río	46
6.4.2	Modelación hidráulica	49
6.4.2.1	Datos de entrada	49
6.4.2.2	Calibración del modelo hidráulico	51
6.4.2.3	Modelación para caudales de creciente	56
6.4.2.4	Análisis de sensibilidad	65
6.4.2.5	Interpretación de resultados	67
6.4.3	Nomenclatura de las tablas de resultados	69
7.	LIMITACIONES DEL ESTUDIO	71
8.	CONCLUSIÓN	73
9.	REFERENCIAS	74
10.	ANEXO A	76



1. INTRODUCCIÓN

La junta de acción comunal del Barrio Los Lagos de Occidente en Popayán solicitó a la Universidad del Cauca el Estudio de Amenaza por Inundación por crecientes del río Cauca, requerido para la realización de los trámites de legalización urbanística, mediante petición realizada el 19 de Agosto de 2011.

Los estudiantes Luis Alberto García López y Alejandra Paz Ante de la Universidad del Cauca y con el apoyo de la misma, desarrollaron los estudios solicitados en modalidad de Trabajo Social, bajo la dirección y control del Ingeniero Carlos Ariel Hurtado¹ y la asesoría de la Ingeniera María Elvira Guevara², para lo cual se aplicaron los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera, buscando afianzar los fundamentos y criterios que se han adquirido a la fecha.

¹ Ingeniero Carlos Ariel Hurtado. M Sc Ingeniería Civil, Universidad de Puerto Rico.

² Ingeniera María Elvira Guevara. M Sc Ingeniería Civil, Universidad de Minnesota.



2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar la evaluación de amenaza por inundación que se puede presentar en el Barrio Los Lagos de Occidente por crecientes del río Cauca.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recolectar la información básica para el desarrollo de la evaluación de la amenaza por inundación.
- Hacer un estudio de hidrología con el fin de obtener los caudales máximos del río Cauca para diferentes tiempos de retorno, usando información de la Estación limigráfica Julumito.
- Realizar un levantamiento topo-batimétrico aguas arriba y aguas abajo del puente sobre el río Cauca localizado en el sector de la variante en el K5+120.
- Hacer la modelación hidráulica en el sitio de interés.
- Encontrar los niveles de inundación asociados a diferentes caudales del tramo en estudio.

3. LOCALIZACIÓN

El estudio se desarrolló en el Barrio Los Lagos de Occidente en el municipio de Popayán, departamento del Cauca.

A continuación se muestra la localización general de la zona del proyecto (Fig. 3.1).



Fig. 3.1. Localización general de la zona del proyecto.
Ref. www.colombia-sa.com/departamentos/cauca/cauca.html

La *Fig. 3.2* representa la localización del Barrio Los Lagos de Occidente en la ciudad de Popayán, departamento del Cauca obtenida de Google Earth.

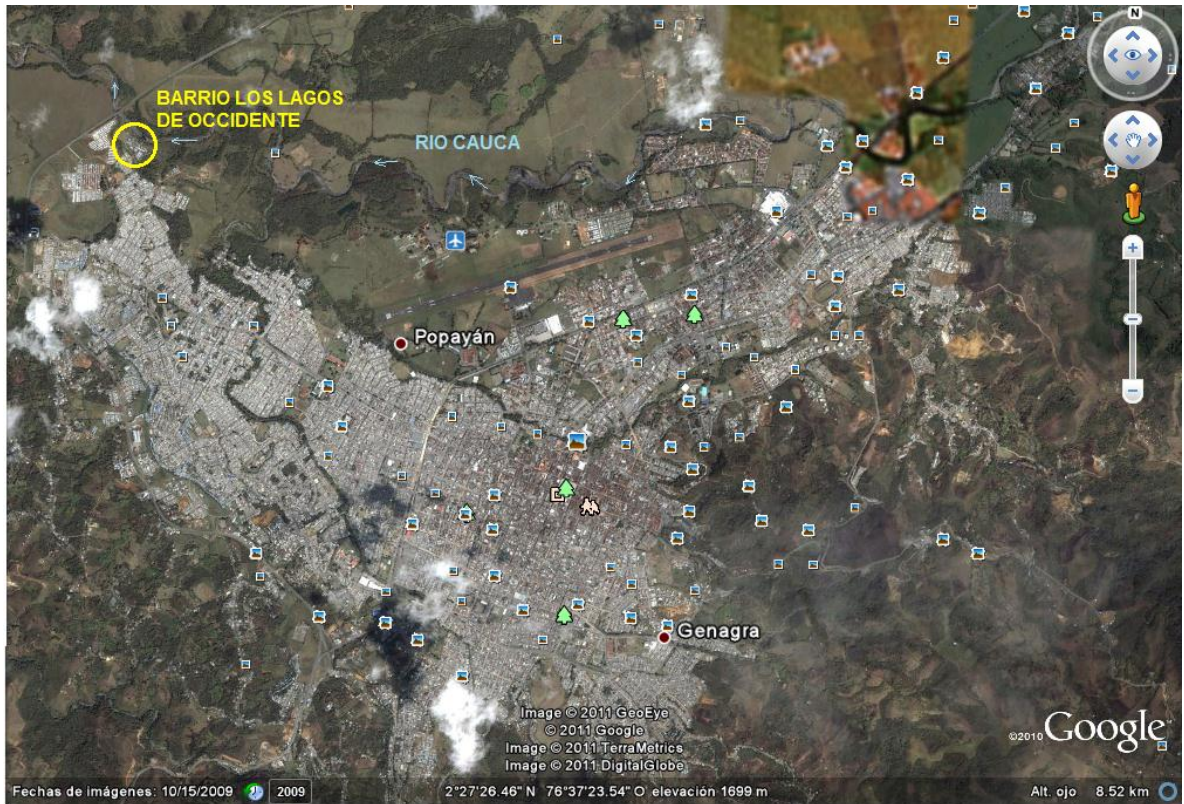


Fig. 3.2. Localización Barrio Los Lagos de Occidente en la ciudad de Popayán, departamento del Cauca. Ref: Google Earth.

A partir de la siguiente fotografía obtenida de Google Earth (*Fig. 3.3*) se realizó la localización general del área de interés, en el cual se plasmaron los puntos decisivos para la elaboración del trabajo.



Fig. 3.3. Localización Barrio Los Lagos de Occidente.
Ref: Google Earth.

4. METODOLOGÍA

Para el desarrollo del estudio de amenaza por inundación del barrio Los Lagos de Occidente se siguió una metodología la cual se resume en dos etapas básicas: Recolección de Información Existente y Realización de Estudios Técnicos tal como se ilustra en el siguiente diagrama de flujo (Fig.4.1), que se desarrolla en los numerales siguientes.

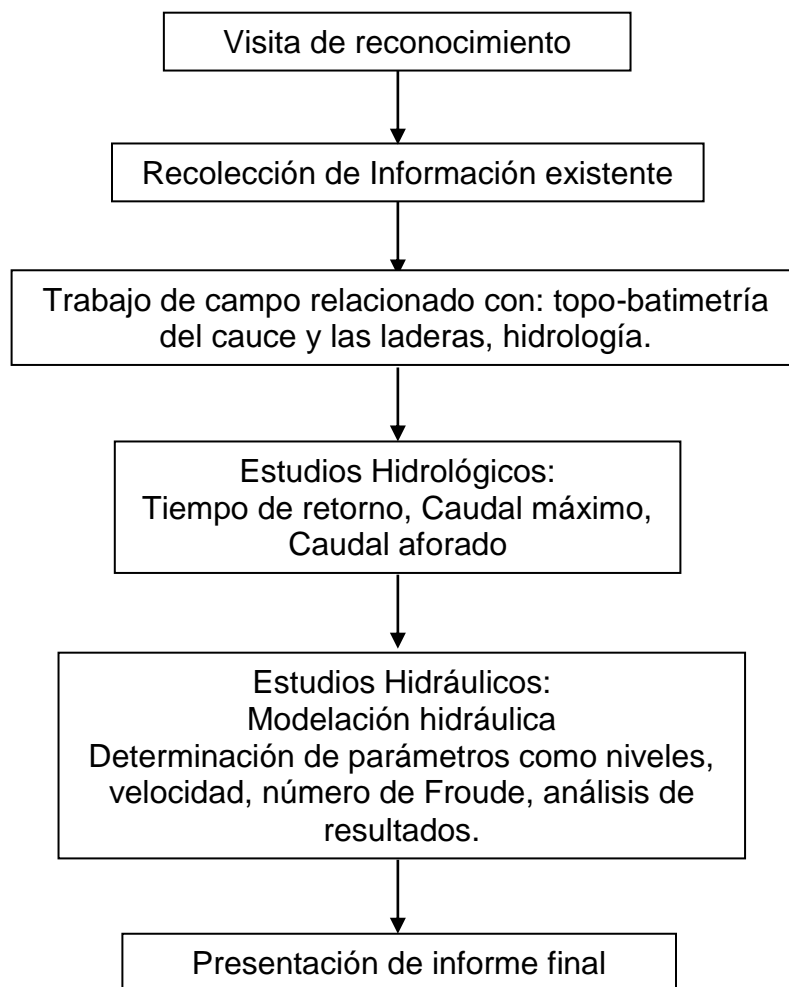


Fig. 4.1. Proceso metodológico del estudio de inundación.
Ref. Elaboración propia.



5. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN EXISTENTE

Gran parte de la información existente fue obtenida gracias al apoyo de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca y la comunidad a la cual se brinda el servicio social.

5.1. Estudios previos

No se encontraron estudios similares en la zona.

5.2. Información topográfica

La información obtenida mediante planos de diseño planta-perfil de la variante de Popayán y fotografías satelitales, fue decisiva para determinar la extensión de la zona de estudio y los puntos de interés para toma de secciones transversales, de acuerdo a las condiciones que presentaba el terreno y la localización del barrio.

5.3. Información hidrológica

Para la realización del estudio fue necesario contar con datos hidrológicos de caudales máximos correspondientes a la Estación Limnigráfica Número 2601720 administrada por el IDEAM, ubicada en Julumito– Cauca e instalada en abril de 1964 con datos hasta el 2006, adquiridos por la Facultad de Ingeniería Civil dentro del Proyecto Plan de Movilidad Vial, 2010 (Ver *Anexo A*), cuyas coordenadas son 1048212E y 764620N (*Fig. 5.1*). Esta estación está ubicada tan solo a 1550 metros aguas abajo de la zona de estudio por lo que ésta información es representativa para los objetivos buscados.



Fig. 5.1 Identificación Estación Julumito y Barrio Los Lagos De Occidente
Ref: Google Earth.

5.4. Información hidráulica

Debido a la inexistencia de información hidráulica en el tramo estudiado relacionada con parámetros como coeficientes de rugosidad de Manning, velocidad, profundidad, entre otros, fue necesario generarla como parte de este estudio.

6. ESTUDIOS REALIZADOS

A continuación se dará a conocer el trabajo ejecutado mediante visitas de campo, estudios topo-batimétricos, hidrológicos e hidráulicos.

6.1. Realización de visita de campo

El viernes 9 de Septiembre de 2011 se realizó una visita de campo con la asistencia del director del trabajo de grado, el Ingeniero Carlos Ariel Hurtado y la Ingeniera María Elvira Guevara, con el fin de hacer un análisis general del sitio en estudio; además, se identificaron posibles problemas desde el punto de vista hidráulico y ambiental, se establecieron de manera preliminar la ubicación de las secciones transversales del cauce y laderas, necesarias para la modelación del río en la zona de estudio. Asimismo, se hicieron observaciones sobre el material del lecho del cauce, marcas dejadas por crecientes pasadas y posición del borde del cauce principal (*Fig. 6.1*).



Fig. 6.1 Realización de visita de campo. Fecha: 09-09-11
Ref. Elaboración propia.

6.2. Estudio Topo-Batimétrico

Es importante resaltar que esta etapa del trabajo se realizó con la ayuda y dirección del Ingeniero Carlos Ignacio Paz³, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad del Cauca, los Bomberos Voluntarios de Popayán y la comunidad del Barrio Los Lagos de Occidente que prestaron su tiempo, conocimiento y disposición para el desarrollo de esta labor.



Fig. 6.2 Realización de trabajo de campo con apoyo de la comunidad y la Universidad. Fecha: 11-09-11
Ref. Elaboración propia.

Se trazaron las posibles secciones transversales sobre el río Cauca, teniendo en cuenta las imágenes satelitales de Google Earth y se estudió la ubicación de los puntos de estación teniendo en cuenta la forma del cauce del río y la cobertura vegetal, con el fin de tener una guía en el terreno (*Fig. 6.3*).

³Ingeniero Carlos Ignacio Paz. M Sc Ingeniería de Vías Terrestres, Universidad del Cauca.



Fig. 6.3 Idea inicial de las secciones transversales sobre el río Cauca.
Ref: Google Earth. Fecha imagen: 10/15/2009.

En el campo se creó una poligonal abierta, cuyos deltas fueron 1, 22, 24, 27, 45, 56 y 69 los cuales correspondieron a los puntos de estación PE1, PE2, PE3, PE4, PE5, PE6 y PE7 respectivamente (*Tabla 6.1*), que atravesó el barrio, la cancha y el puente de la variante. Para este trabajo se utilizó como equipo de levantamiento una Estación Total Leica suministrada por la Universidad del Cauca.

PUNTO ESTACIÓN	DELTA	NORTE	ESTE	COTA
PE1	1	1,049,841	763,466	1,682
PE2	22	1,049,867.23	763,434.21	1,681.49
PE3	24	1,049,925.50	763,342.58	1,680.83
PE4	27	1,049,976.91	763,348.79	1,679.48
PE5	45	1,050,055.44	763,318.97	1,677.36
PE6	56	1,050,112.21	763,325.30	1,676.96
PE7	69	1,050,163.30	763,311.05	1,676.32

Tabla 6.1 Coordenadas de los puntos de estación de la poligonal.
Ref. Elaboración propia.



Las coordenadas del punto de estación PE1 fueron obtenidas a partir del GPS anteriormente calibrado con las coordenadas reales del sitio. La norte se estableció con una brújula, por lo tanto es una Norte Magnética, y la cota se obtuvo de la lectura del GPS localizada sobre el mojón del punto de estación PE1 (Salón comunal).

Desde esta poligonal se tomaron solo cuatro secciones transversales de las inicialmente planteadas, ya que en la sección transversal ST 50 y la ST 350 presentaron dificultades topográficas para realizar su levantamiento.

La toma de las secciones transversales se inició en el Puente de la Variante K5+120 hacia aguas arriba hasta tener la mayor cobertura del Barrio Los Lagos de Occidente. Estas secciones se enumeraron de aguas abajo a aguas arriba de la siguiente manera: la sección 100 que está ubicada inmediatamente aguas arriba de la cara del puente de la variante, la sección 200 a 58.57 metros de la 100, la sección 300 que está cerca a la cancha de futbol al lado del barrio y la sección 400 la cual está localizada a pocos metros del barrio.

La batimetría incluyó la toma de puntos del fondo del río, niveles existentes del agua y la determinación del borde del cauce principal. Es necesario tener en cuenta que todas las secciones trasversales están amarradas entre sí por medio de coordenadas cartesianas.

A continuación se presenta el plano de levantamiento topo-batimétrico completo, en el cual se pueden visualizar los puntos de estación, la línea de base y las secciones transversales tomadas (*Fig.6.4*).

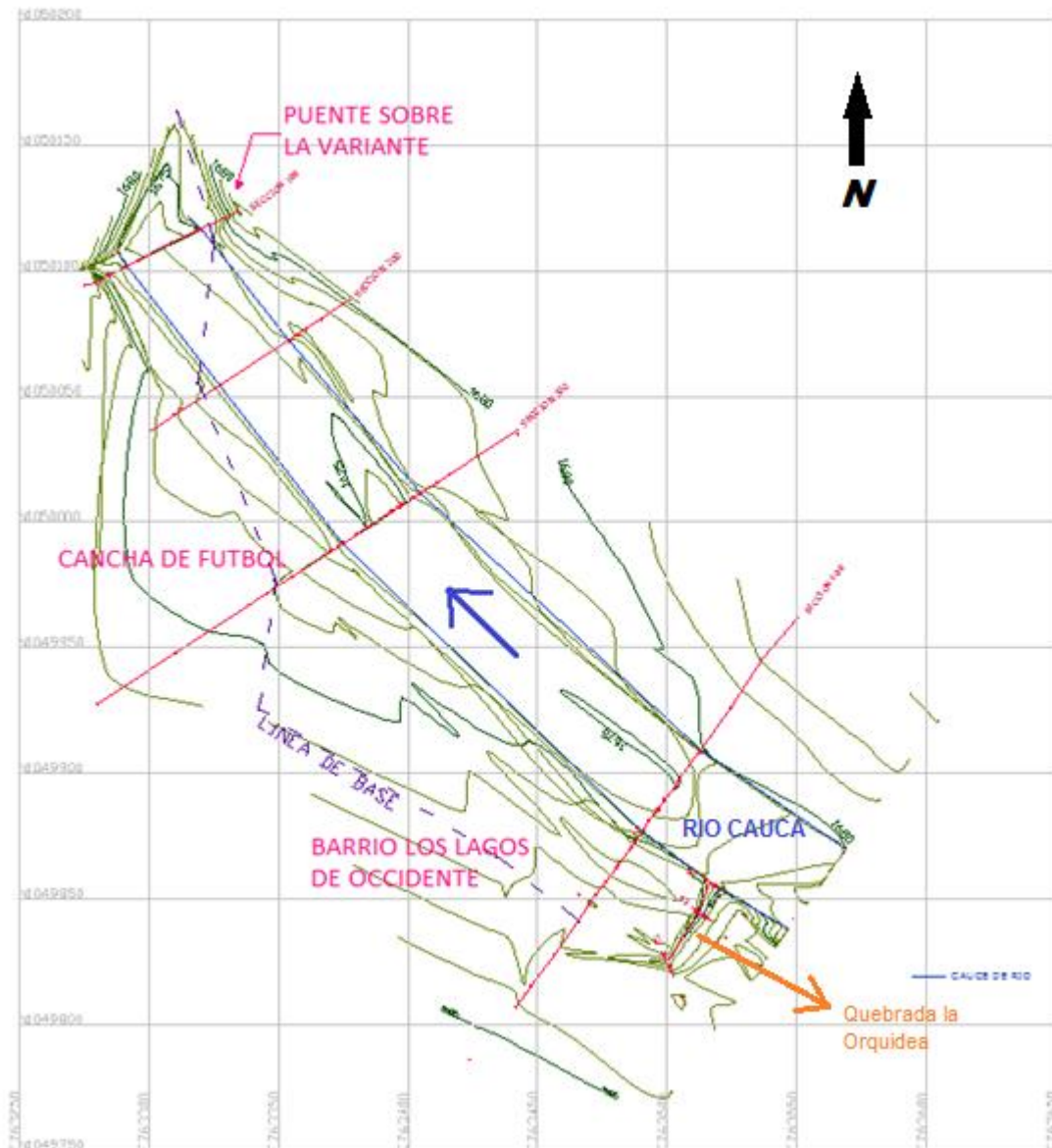


Fig. 6.4 Plano de levantamiento topo-batimétrico realizado.
Ref. Elaboración propia.

En la primera visita de trabajo de campo (*Fig. 6.5*) realizada el domingo 11 de Septiembre de 2011, se presentaron grandes dificultades para la toma de las secciones del río Cauca, debido a su profundidad, a sus aguas caudalosas y del

riesgo que se tuvo para el desarrollo de esta operación. Es por ésto, que se dejaron puntos amarrados para continuar el trabajo en la siguiente visita.



Fig. 6.5 Desarrollo trabajo primera visita de campo. Fecha: 11-09-11
Ref. Elaboración propia.

El domingo 25 de septiembre de 2011 se realizó la segunda visita, en la cual se intentó realizar el levantamiento del fondo del río para la sección 400 a tempranas horas de la mañana, pero los niveles del agua aumentaron drásticamente evitando una vez más concluir esta etapa.

Se adelantó el levantamiento de la Quebrada La Orquídea y la sección 100, la cual consistió en ubicar la estación en el punto de estación 6 (PE6) y tomando como referencia la baranda del puente se bajó un lastre sostenido de una cuerda hasta el fondo del río. Este procedimiento se realizó cada 5 m a lo largo del puente y simultáneamente se ubicó el prisma para tener sus coordenadas y su cota, posibilitando de esta forma obtener la cota del fondo del río. (Fig. 6.6).



Fig. 6.6 Levantamiento. Sección 100 con cuerda y lastre. Fecha: 25-09-11
Ref. Elaboración propia.

Con el fin de terminar esta parte del trabajo, se pidió la colaboración exitosa de los Bomberos Voluntarios de Popayán (*Fig. 6.7*) y se finiquitó la etapa de levantamiento de las secciones; no obstante, fue imposible levantar la batimetría de la sección transversal ST 200 debido a la profundidad de sus aguas.



Fig. 6.7 Apoyo de los Bomberos Voluntarios de Popayán. Fecha: 9-10-11
Ref. Elaboración propia.

La modelación hidráulica se realizó considerando tres secciones transversales, a saber ST 100, ST 300 y ST 400, no siendo posible la toma de las secciones transversales ST 50, ST 200 y ST 350(Ver Fig. 6.12).

A continuación se muestra el registro fotográfico del levantamiento topobatimétrico de la ST 300 y ST 400 en el río Cauca (Fig. 6.8 a Fig. 6.11).



Fig. 6.8 Levantamiento topo- batimétrico ST 300. Fecha 9-10-11
Ref. Elaboración propia.



Fig. 6.9 Levantamiento topo-batimétrico ST 400. Fecha 9-10-11
Ref. Elaboración propia.



Fig. 6.10 Levantamiento topo-batimétrico ST 400. Fecha 9-10-11
Ref. Elaboración propia.



Fig. 6.11 Levantamiento topo-batimétrico ST 400. Fecha 9-10-11
Ref. Elaboración propia.



Los resultados definitivos de las secciones transversales tomadas a partir de la topo-batimetría se muestran en la siguiente figura (Fig. 6.12):

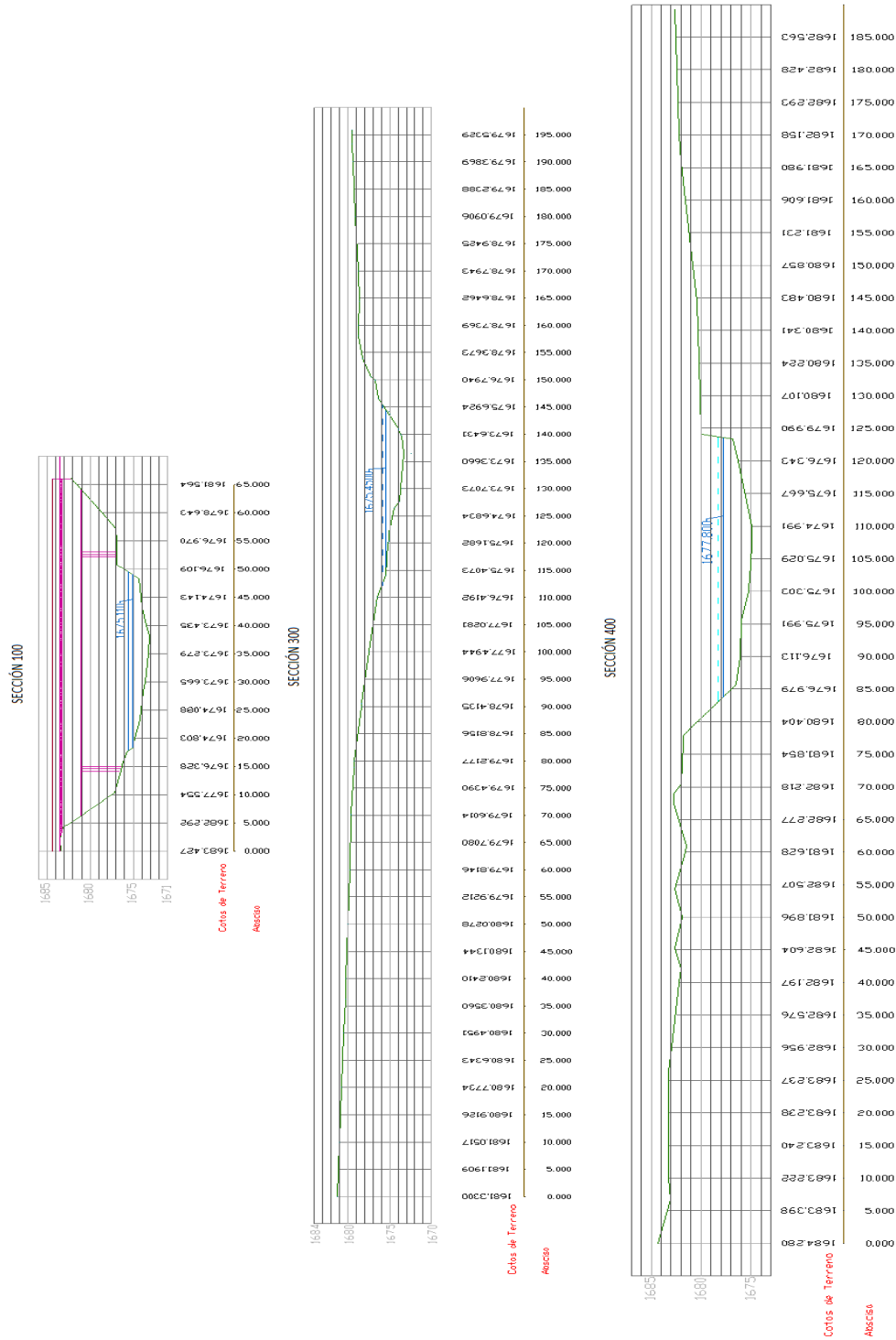


Fig. 6.12 Secciones transversales del río Cauca.
Ref. Elaboración propia.



6.3. Estudios hidrológicos

El objetivo general del estudio hidrológico fue determinar el caudal de diseño para el cálculo de los caudales referidos a diversos periodos de retorno: 2.3, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500 y 1000 años.

6.3.1. Tiempo de retorno

Para seleccionar el caudal de diseño, se requiere un análisis hidrológico que lo sustente técnicamente, ya que a mayor valor del caudal la probabilidad de ocurrencia de un evento se disminuye.

En la selección del tiempo de retorno intervienen muchos criterios tales como la importancia de las edificaciones, la magnitud de las estructuras expuestas, el daño a propiedades por la creciente y pérdidas humanas, entre otras; por lo tanto, los tiempos de retorno tomados para el estudio fueron de 2.3 años, 50 años y 100 años. El tiempo de 2.3 años fue escogido, pues según Ven Te Chow (1988) corresponde a la media de los valores extremos Tipo I y en teoría representaría aproximadamente el caudal a banca llena. Esta cota del nivel del agua del borde del cauce principal arrojada por la modelación hidráulica se puede comparar con la estimada en el terreno para cada sección transversal y revisar la calibración del modelo hidráulico, como se indicará más adelante. Los tiempos de retorno de 50 años y 100 años se escogieron por corresponder al caso del estudio como se muestra en la *Tabla 6.2*.

TIPO DE OBRA HIDRÁULICA	PERÍODO DE RETORNO, T_r (AÑOS)
ENCAUZAMIENTO DE CORRIENTES Para protección a poblaciones pequeñas.	50 - 100

Tabla 6.2 Tabla resumida de los periodos de retorno.

Ref: <http://clima.dicym.uson.mx/paglabhidra/ARCHIVOS/DENNIS/Periodos%20de%20Retorno.pdf>



6.3.2. Análisis de información existente

Como se mencionó anteriormente, el análisis hidrológico se hizo con base en los registros de la estación limnigráfica de Julumito para el periodo de 1964-2006 del IDEAM (Ver Anexo A). Los valores de caudales máximos anuales se muestran en la siguiente tabla:

AÑO	VALOR ANUAL (m ³ /s)	AÑO	VALOR ANUAL (m ³ /s)
1964	118.4	1986	160.9
1965	84.6	1987	135.2
1966	175.2	1988	129.2
1967	129	1989	147
1968	83.88	1990	161
1969	149.1	1991	113
1970	294	1992	169
1971	168	1993	175.4
1972	178	1994	153
1973	120	1995	98.8
1974	185.5	1996	157.5
1975	255	1997	95.16
1976	235.2	1998	158.5
1977	114.3	1999	127.6
1978	125.1	2000	122.2
1979	129.8	2001	102.1
1980	106.6	2002	119.6
91981	156.2	2003	88.2
1982	217	2004	114.8
1983	192	2005	138.2
1984	191	2006	141
1985	165.8		

Tabla 6.3 Caudales Máximos Anuales (m³/s) IDEAM

Ref: PROYECTO PLAN DE MOVILIDAD FUTURA SAS - UNIVERSIDAD DEL CAUCA - 2010

De la *Tabla 6.3* se obtiene que el caudal máximo anual que se presentó en el año 1970 es de 294 m³/s y el mínimo se registró en 1968 con 83.88 m³/s. Lo anterior se puede reflejar en la gráfica siguiente:

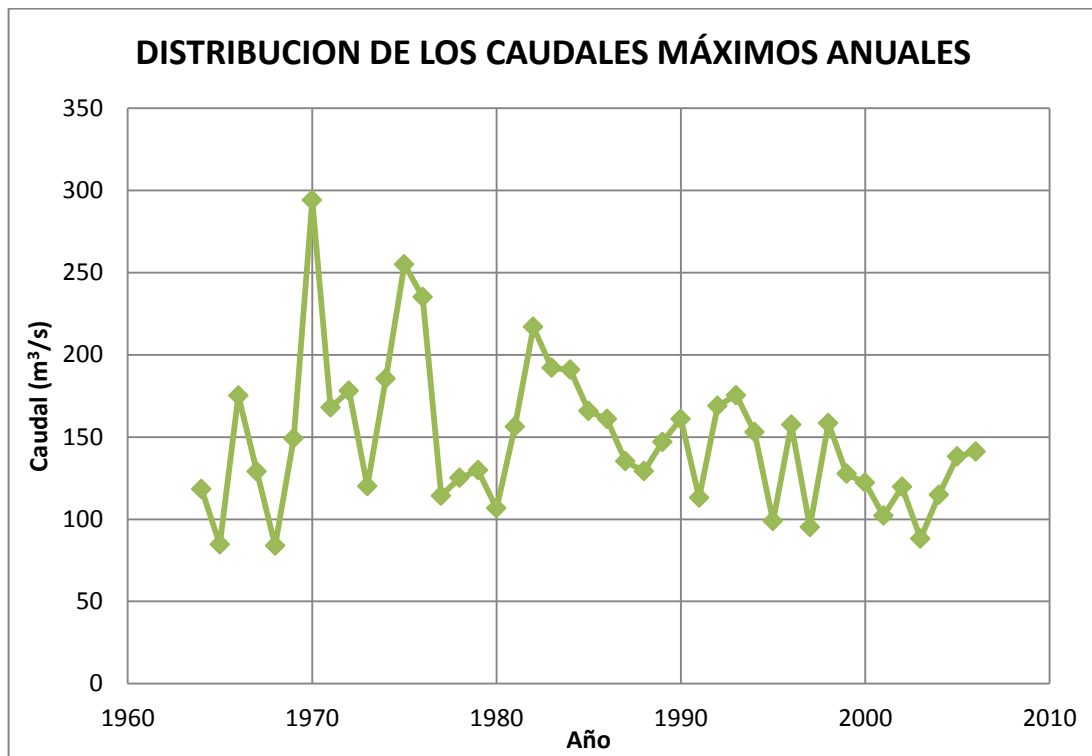


Fig. 6.13 Caudales máximos anuales del río Cauca, 1964-2006 Estación Julumito
Ref: PROYECTO PLAN DE MOVILIDAD FUTURA SAS - UNIVERSIDAD DEL CAUCA - 2010

De la gráfica siguiente (*Fig. 6.14*) se puede deducir que los valores máximos de caudal se presentan en el mes de Abril, Julio, Octubre y Diciembre, siendo el antepenúltimo mencionado el pico mayor y el pico mínimo se presenta en el mes de Enero.

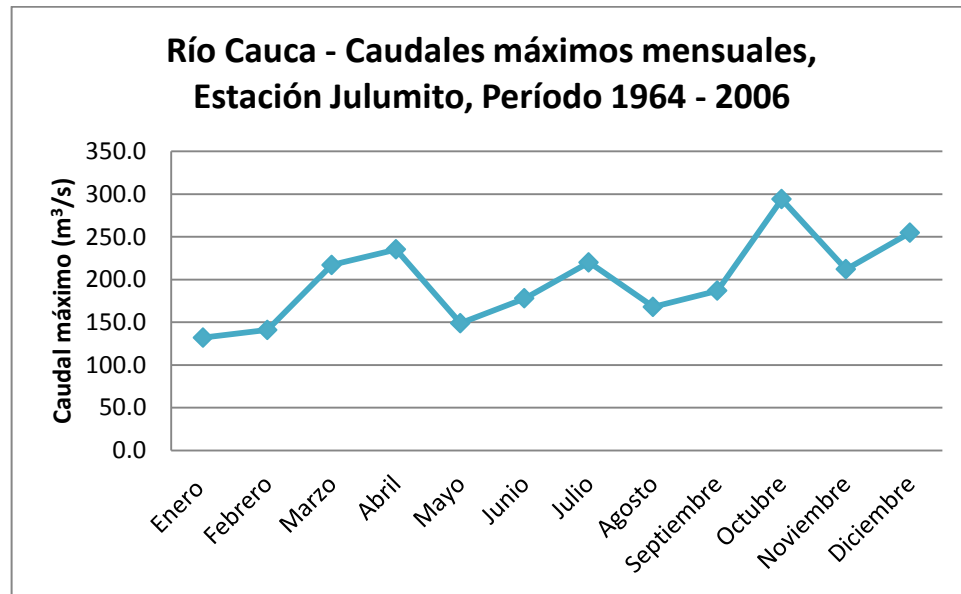


Fig. 6.14 Caudales máximos mensuales del río Cauca de la Estación Julumito.
Ref. PROYECTO PLAN DE MOVILIDAD FUTURA SAS - UNIVERSIDAD DEL CAUCA - 2010

6.3.3 Cálculo de caudales máximos

En este caso solo se requiere hacer análisis de frecuencias de los caudales máximos relacionados a varios períodos de retorno, con el fin de predecir el comportamiento futuro de los caudales en el tramo estudiado a partir de la información histórica de caudales. Debido a que se trabaja con eventos futuros en donde el tiempo de ocurrencia o su magnitud no se puede prever por ser variables aleatorias, se debe recurrir a métodos estadísticos basados en la probabilidad o frecuencias correspondientes.

El cálculo de los caudales máximos de diseño se realizó con ayuda de Excel y teniendo como referencia el libro de *Hidrología del Ingeniero Luis Jorge Gonzales Muñoz⁴ de la Universidad del Cauca.*

⁴Ingeniero Luis Jorge Gonzales Muñoz. M Sc Consultoría Ambiental Gestión Recurso Hídrico, Fundación Universitaria Iberoamericana.



Para este trabajo se emplearon diferentes distribuciones de probabilidad tales como Distribución Log-Normal, Distribución de Probabilidad de Valores Extremos tipo I o de Gumbel y la Función de Distribución Log Pearson Tipo III.

a. Distribución Log- Normal

En la función Log- Normal los logaritmos naturales de la variable aleatoria (lluvias y caudales) se distribuyen normalmente. La función de densidad de probabilidad está dada por:

$$P(Q) = \frac{1}{\sigma \text{Ln}Q * \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\text{Ln}Q - \overline{\text{Ln}Q}}{\sigma \text{Ln}Q} \right)^2}$$

Dónde:

P : Probabilidad.

Q : Variable aleatoria que representa el gasto (m^3/s).

$\sigma \text{Ln}Q$: Desviación estándar. $\sigma \text{Ln}Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Ln}Q_i - \overline{\text{Ln}Q})^2}{n-1}}$

$\overline{\text{Ln}Q}$: Media aritmética. $\overline{\text{Ln}Q} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Ln}Q_i}{n}$

Z : Parámetro. $Z = \frac{\text{Ln}Q - \overline{\text{Ln}Q}}{\sigma \text{Ln}Q}$

En las siguientes *Tablas 6.4 (a y b)* se muestra el cálculo de los caudales máximos de diseño con la Distribución Log-Normal, teniendo en cuenta el intervalo de confianza (ΔQ).



AÑO	Q _{MAXIMOS}	(No. Datos) M	Q _{ORDENADOS}	LnQ	LnQ - LnQ̄	(LnQ - LnQ̄) ²
1964	118.4	1	294	5.684	0.724	0.525
1965	84.6	2	255	5.541	0.582	0.339
1966	175.2	3	235.2	5.460	0.501	0.251
1967	129	4	217	5.380	0.421	0.177
1968	83.88	5	192	5.257	0.298	0.089
1969	149.1	6	191	5.252	0.293	0.086
1970	294	7	185.5	5.223	0.264	0.070
1971	168	8	178	5.182	0.223	0.050
1972	178	9	175.4	5.167	0.208	0.043
1973	120	10	175.2	5.166	0.207	0.043
1974	185.5	11	169	5.130	0.171	0.029
1975	255	12	168	5.124	0.165	0.027
1976	235.2	13	165.8	5.111	0.152	0.023
1977	114.3	14	161	5.081	0.122	0.015
1978	125.1	15	160.9	5.081	0.122	0.015
1979	129.8	16	158.5	5.066	0.107	0.011
1980	106.6	17	157.5	5.059	0.100	0.010
1981	156.2	18	156.2	5.051	0.092	0.008
1982	217	19	153	5.030	0.071	0.005
1983	192	20	149.1	5.005	0.045	0.002
1984	191	21	147	4.990	0.031	0.001
1985	165.8	22	141	4.949	-0.010	0.000
1986	160.9	23	138.2	4.929	-0.030	0.001
1987	135.2	24	135.2	4.907	-0.052	0.003
1988	129.2	25	129.8	4.866	-0.093	0.009
1989	147	26	129.2	4.861	-0.098	0.010
1990	161	27	129	4.860	-0.099	0.010
1991	113	28	127.6	4.849	-0.110	0.012
1992	169	29	125.1	4.829	-0.130	0.017
1993	175.4	30	122.2	4.806	-0.153	0.024
1994	153	31	120	4.787	-0.172	0.029
1995	98.8	32	119.6	4.784	-0.175	0.031
1996	157.5	33	118.4	4.774	-0.185	0.034
1997	95.16	34	114.8	4.743	-0.216	0.047
1998	158.5	35	114.3	4.739	-0.220	0.049
1999	127.6	36	113	4.727	-0.232	0.054
2000	122.2	37	106.6	4.669	-0.290	0.084
2001	102.1	38	102.1	4.626	-0.333	0.111
2002	119.6	39	98.8	4.593	-0.366	0.134
2003	88.2	40	95.16	4.556	-0.404	0.163
2004	114.8	41	88.2	4.480	-0.480	0.230
2005	138.2	42	84.6	4.438	-0.521	0.272
2006	141	43	83.88	4.429	-0.530	0.281
			LnQ̄	4.959	TOTAL	3.421

$$\sigma_{Ln(Q)} = 0.285$$

Tabla 6.4 (a) Caudales Máximos de Diseño (m³/s) con la Distribución Log-Normal Ref. Elaboración propia.



Tr	$P = \frac{1}{Tr}$	Área bajo la curva	Z	LnQ	$Q_{máx}$	$\Delta Q(m^3/s)$	$Q_{maxd} = Q_{max} + \Delta Q(m^3/s)$
2.3	43.5	56.52	0.16	5.00	149.13	9.15	158.27
5	20	80	0.84	5.20	181.07	13.32	194.39
10	10	90	1.28	5.32	205.29	44.44	249.74
20	5	95	1.65	5.43	228.16	44.44	272.60
25	4	96	1.75	5.46	234.77	44.44	279.21
50	2	98	2.05	5.54	255.75	44.44	300.19
100	1	99	2.33	5.62	277.03	44.44	321.47
200	0.5	99.5	2.57	5.69	296.67	44.44	341.11
500	0.2	99.8	2.88	5.78	324.11	44.44	368.56
1000	0.1	99.9	3.08	5.84	343.15	44.44	387.60

Tabla 6.4 (b) Caudales Máximos de Diseño (m^3/s) con la Distribución Log-Normal
Ref. Elaboración propia.

El valor de Z se obtuvo de la tabla de *Valores tabulados del área bajo la curva normal (Anexo K) del libro de referencia.*

b. Distribución de Probabilidad de Gumbel

Para la Distribución de Probabilidad de Gumbel, la función está dada por:

$$F(q) = P(Q < q) = e^{-e^{-\left(\frac{q+a}{c}\right)}}$$

Dónde:

$F(q)$: Función de probabilidad de q .

P : Probabilidad.

Q : Variable aleatoria que representa el gasto(m^3/s).

q : Valores de caudal(m^3/s).

a, c : Parámetros.



La ecuación que se utilizó para determinar el caudal máximo para un determinado tiempo de retorno (Tr) es:

$$Q_{max} = \bar{Q} - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left(Y_N + \log_e \left(\frac{1}{Tr} \right) \right)$$

Donde los valores de Y_N y σ_N se obtuvieron del *Cuadro 20.7* del libro *Hidrología del Ingeniero Luis Jorge Gonzales Muñoz de la Universidad del Cauca*.

σ_Q : Desviación estándar.

\bar{Q} : Media de los Caudales.

Tr : Tiempo de retorno.

En las siguientes *Tablas 6.5 (a y b)* se muestra el cálculo de los caudales máximo de diseño con la Distribución de Probabilidad de Gumbel teniendo en cuenta el intervalo de confianza (ΔQ).



AÑO	$Q_{MÁXIMOS}$	M	$Q_{ORDENADOS}$	$Q - \bar{Q}$	$(Q - \bar{Q})^2$
1964	118.4	1	294	145.604	21200.444
1965	84.6	2	255	106.604	11364.353
1966	175.2	3	235.2	86.804	7534.886
1967	129	4	217	68.604	4706.471
1968	83.88	5	192	43.604	1901.284
1969	149.1	6	191	42.604	1815.077
1970	294	7	185.5	37.104	1376.686
1971	168	8	178	29.604	876.380
1972	178	9	175.4	27.004	729.201
1973	120	10	175.2	26.804	718.439
1974	185.5	11	169	20.604	424.513
1975	255	12	168	19.604	384.306
1976	235.2	13	165.8	17.404	302.890
1977	114.3	14	161	12.604	158.854
1978	125.1	15	160.9	12.504	156.343
1979	129.8	16	158.5	10.104	102.085
1980	106.6	17	157.5	9.104	82.878
1981	156.2	18	156.2	7.804	60.898
1982	217	19	153	4.604	21.194
1983	192	20	149.1	0.704	0.495
1984	191	21	147	-1.396	1.950
1985	165.8	22	141	-7.396	54.705
1986	160.9	23	138.2	-10.196	103.964
1987	135.2	24	135.2	-13.196	174.142
1988	129.2	25	129.8	-18.596	345.822
1989	147	26	129.2	-19.196	368.497
1990	161	27	129	-19.396	376.216
1991	113	28	127.6	-20.796	432.485
1992	169	29	125.1	-23.296	542.717
1993	175.4	30	122.2	-26.196	686.245
1994	153	31	120	-28.396	806.349
1995	98.8	32	119.6	-28.796	829.226
1996	157.5	33	118.4	-29.996	899.777
1997	95.16	34	114.8	-33.596	1128.710
1998	158.5	35	114.3	-34.096	1162.556
1999	127.6	36	113	-35.396	1252.897
2000	122.2	37	106.6	-41.796	1746.929
2001	102.1	38	102.1	-46.296	2143.345
2002	119.6	39	98.8	-49.596	2459.791
2003	88.2	40	95.16	-53.236	2834.101
2004	114.8	41	88.2	-60.196	3623.592
2005	138.2	42	84.6	-63.796	4069.965
2006	141	43	83.88	-64.516	4162.350
				TOTAL	84124.007

Tabla 6.5 (a) Caudales Máximos de Diseño (m^3/s) con la Distribución de Gumbel.
Ref. Elaboración propia.



M : Número de datos.

$$\bar{Q} = 148.396 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$\sigma_Q = 44.754$$

$$N = 43$$

$$Y_N = 0.545$$

$$\sigma_N = 1.148$$

Tr	$Ln(1/Tr)$	$Q_{m\acute{a}x}$ (m^3/s)	$\theta = 1 - 1 / Tr$	$\sqrt{Na\sigma_m}$	$\Delta Q(m^3/s)$	$Q_{maxd} = Q_{max} +$ $\Delta Q(m^3/s)$
2.3	-0.833	159.609	0.565	1.539	9.149	168.758
5	-1.609	189.881	0.8	2.241	13.322	203.203
10	-2.303	216.903	0.9	-	44.442	261.346
20	-2.996	243.925	0.95	-	44.442	288.368
25	-3.219	252.625	0.96	-	44.442	297.067
50	-3.912	279.647	0.98	-	44.442	324.089
100	-4.605	306.669	0.99	-	44.442	351.111
200	-5.298	333.691	0.995	-	44.442	378.133
500	-6.215	369.412	0.998	-	44.442	413.855
1000	-6.908	396.434	0.999	-	44.442	440.877

Tabla 6.5 (b). Caudales Máximos de Diseño (m^3/s) con la Distribución de Gumbel.
Ref. Elaboración propia.

c. Distribución Log-Pearson Tipo III

Para la Distribución Log Pearson Tipo III, la función está dada por:

$$p(X) = \frac{K}{X} \left(1 + \frac{Ln X^p}{a} \right) * e^{-pLn\frac{K}{p}}$$



Dónde:

a, K y p : Parámetros propios de la distribución.

En esta distribución la expresión que da el caudal máximo es igual a:

$$\overline{\text{Ln}Q_{\text{máx}}} = \text{Ln}Q + K * \sigma \text{Ln}Q$$

$$\overline{\text{Ln}Q} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Ln}Q_i}{n}$$

K : Factor de frecuencia, en función del periodo de retorno y el coeficiente de distorsión o sesgo C_s . Se obtuvo del Cuadro 20.9 del libro *Hidrología del Ingeniero Luis Jorge Gonzales Muñoz de la Universidad del Cauca*.

En las siguientes *Tablas 6.6 (a y b)* se muestra el cálculo de los caudales máximos de diseño con la Distribución Log Pearson Tipo III teniendo en cuenta el intervalo de confianza (ΔQ).



AÑO	$Q_{MÁXIMOS}$	M	$Q_{ORDENADOS}$	$LN(Q_i)$	$Ln(Q_i) - \overline{LnQ}$	$(Ln(Q_i) - \overline{LnQ})^2$	$(Ln(Q_i) - \overline{LnQ})^3$
1964	118.4	1	294	5.684	0.724	0.525	0.380
1965	84.6	2	255	5.541	0.582	0.339	0.197
1966	175.2	3	235.2	5.460	0.501	0.251	0.126
1967	129	4	217	5.380	0.421	0.177	0.074
1968	83.88	5	192	5.257	0.298	0.089	0.027
1969	149.1	6	191	5.252	0.293	0.086	0.025
1970	294	7	185.5	5.223	0.264	0.070	0.018
1971	168	8	178	5.182	0.223	0.050	0.011
1972	178	9	175.4	5.167	0.208	0.043	0.009
1973	120	10	175.2	5.166	0.207	0.043	0.009
1974	185.5	11	169	5.130	0.171	0.029	0.005
1975	255	12	168	5.124	0.165	0.027	0.004
1976	235.2	13	165.8	5.111	0.152	0.023	0.003
1977	114.3	14	161	5.081	0.122	0.015	0.002
1978	125.1	15	160.9	5.081	0.122	0.015	0.002
1979	129.8	16	158.5	5.066	0.107	0.011	0.001
1980	106.6	17	157.5	5.059	0.100	0.010	0.001
1981	156.2	18	156.2	5.051	0.092	0.008	0.001
1982	217	19	153	5.030	0.071	0.005	0.000
1983	192	20	149.1	5.005	0.045	0.002	0.000
1984	191	21	147	4.990	0.031	0.001	0.000
1985	165.8	22	141	4.949	-0.010	0.000	0.000
1986	160.9	23	138.2	4.929	-0.030	0.001	0.000
1987	135.2	24	135.2	4.907	-0.052	0.003	0.000
1988	129.2	25	129.8	4.866	-0.093	0.009	-0.001
1989	147	26	129.2	4.861	-0.098	0.010	-0.001
1990	161	27	129	4.860	-0.099	0.010	-0.001
1991	113	28	127.6	4.849	-0.110	0.012	-0.001
1992	169	29	125.1	4.829	-0.130	0.017	-0.002
1993	175.4	30	122.2	4.806	-0.153	0.024	-0.004
1994	153	31	120	4.787	-0.172	0.029	-0.005
1995	98.8	32	119.6	4.784	-0.175	0.031	-0.005
1996	157.5	33	118.4	4.774	-0.185	0.034	-0.006
1997	95.16	34	114.8	4.743	-0.216	0.047	-0.010
1998	158.5	35	114.3	4.739	-0.220	0.049	-0.011
1999	127.6	36	113	4.727	-0.232	0.054	-0.012
2000	122.2	37	106.6	4.669	-0.290	0.084	-0.024
2001	102.1	38	102.1	4.626	-0.333	0.111	-0.037
2002	119.6	39	98.8	4.593	-0.366	0.134	-0.049
2003	88.2	40	95.16	4.556	-0.404	0.163	-0.066
2004	114.8	41	88.2	4.480	-0.480	0.230	-0.110
2005	138.2	42	84.6	4.438	-0.521	0.272	-0.142
2006	141	43	83.88	4.429	-0.530	0.281	-0.149
			$\overline{Ln(Q)}$	4.959	TOTAL	3.421	0.260

Tabla 6.6 (a). Caudales Máximos de Diseño (m^3/s) con la Distribución Log-Pearson Tipo III.
Ref. Elaboración propia.



valores de K

Cs	Tr										
	2	2.3	5	10	20	25	50	100	200	500	1000
0.300	-0.050	0.037	0.824	1.309	1.669	1.849	2.211	2.544	2.856	3.792	5.352
0.280	-0.047	0.041	0.825	1.307	1.664	1.843	2.200	2.529	2.837	3.760	5.299
0.200	-0.033	0.053	0.830	1.301	1.646	1.818	2.159	2.472	2.763	3.636	5.091

Tr	K	Ln(Qmáx)	Qmáx(m ³ /s)
2.3	0.041	4.971	144.130
5	0.825	5.195	180.304
10	1.307	5.332	206.905
20	1.664	5.434	229.091
25	1.843	5.485	241.061
50	2.200	5.587	266.975
100	2.529	5.681	293.254
200	2.837	5.769	320.176
500	3.760	6.032	416.703
1000	5.299	6.472	646.480

Tabla 6.6 (b) Caudales Máximos de Diseño (m³/s) con la Distribución Log-Pearson Tipo III. Ref. Elaboración propia.

Para la distribución Log-Normal y la distribución de Gumbel se tuvo en cuenta el intervalo de confianza para determinar el caudal máximo de diseño. Este intervalo se calculó teniendo en cuenta si el valor de $\theta = 1 - 1/T_r$, varía entre 0.2 y 0.8 o si es mayor a 0.9. Para el primer caso, $\Delta Q = \pm \sqrt{N\alpha\sigma_m} * \frac{\sigma_Q}{\sigma_N * \sqrt{n}}$, donde $\sqrt{N\alpha\sigma_m}$ se obtiene del Cuadro 20.8 del libro de *Hidrología del Ingeniero Luis Jorge Gonzales Muñoz de la Universidad del Cauca*, y si es el segundo caso $\Delta Q = \pm \frac{1.14\sigma_Q}{\sigma_N}$.



6.3.4 Resumen de resultados de caudales máximos

Se calculó el riesgo o probabilidad de que ocurra el evento usando la siguiente ecuación:

$$\text{Riesgo o probabilidad de que ocurra el evento: } R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^L$$

Dónde

Tr : Tiempo de retorno.

L : Vida útil del proyecto en años = 80 años.

DISTRIBUCION LOG-NORMAL				
Tr (años)	Riesgo (%)	Qmax (m ³ /s)	ΔQ (m ³ /s)	Qmaxd (m ³ /s)
2.3	100	149.13	9.15	158.27
5	100	181.07	13.32	194.39
10	100	205.29	44.44	249.74
20	98	228.16	44.44	272.60
25	96	234.77	44.44	279.21
50	80	255.75	44.44	300.19
100	55	277.03	44.44	321.47
200	33	296.67	44.44	341.11
500	15	324.11	44.44	368.56
1000	8	343.15	44.44	387.60

DISTRIBUCION DE GUMBEL				
Tr (años)	Riesgo (%)	Qmax (m ³ /s)	ΔQ (m ³ /s)	Qmaxd (m ³ /s)
2.3	100	159.61	9.15	168.76
5	100	189.88	13.32	203.20
10	100	216.90	44.44	261.35
20	98	243.93	44.44	288.37
25	96	252.62	44.44	297.07
50	80	279.65	44.44	324.09
100	55	306.67	44.44	351.11
200	33	333.69	44.44	378.13
500	15	369.41	44.44	413.85
1000	8	396.43	44.44	440.88

DISTRIBUCION LOG PEARSON TIPO III				
Tr (años)	Riesgo (%)	Qmax (m ³ /s)	ΔQ (m ³ /s)	Qmaxd (m ³ /s)
2.3	100	144.13	0.00	144.13
5	100	180.30	0.00	180.30
10	100	206.90	0.00	206.90
20	98	229.09	0.00	229.09
25	96	241.06	0.00	241.06
50	80	266.97	0.00	266.97
100	55	293.25	0.00	293.25
200	33	320.18	0.00	320.18
500	15	416.70	0.00	416.70
1000	8	646.48	0.00	646.48

Tabla 6.7 Caudales Máximos de Diseño (m³/s) para diferentes distribuciones.
Ref. Elaboración propia.



6.3.5. Método de mejor ajuste

Para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se propuso una serie de pruebas estadísticas tales como la prueba de Chi Cuadrado y la prueba de Smirnov-Kolmogorov.

- a) Prueba Chi Cuadrado, X^2 , donde se utiliza como medida de la discrepancia entre las frecuencias observadas y esperadas.

$$X^2 = \sum_{i=1}^K \frac{(\theta_i - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i}$$

Donde, θ_i son las frecuencias observadas y ε_i son las frecuencias esperadas.

- Para la Distribución Log- Normal se obtuvo:

K (No. Clases) =	6.390 = 6
Caudal Mín (m^3/s) =	83.88
Caudal Máx (m^3/s) =	294
Intervalo de clases =	35.02

$$\frac{1}{\sigma \text{Ln}(Q) * \sqrt{2\pi}} = 1.398$$



No.	Clase		(prom) Marca Clase	(en el int) No. Obsev.	F(i)	F(s)	ϵ	θ	$\frac{(\theta - \epsilon)^2}{\epsilon}$
1	83.88	118.9	101.39	11	7.825	1.709	-263.025	11	-285.485
2	118.9	153.92	136.41	14	1.709	1.450	-11.115	14	-56.749
3	153.92	188.94	171.43	12	1.450	2.280	35.681	12	15.716
4	188.94	223.96	206.45	3	2.280	4.908	113.012	3	107.091
5	223.96	258.98	241.47	2	4.908	12.518	327.249	2	323.261
6	258.98	294	276.49	1	12.518	35.038	968.352	1	966.353
				43				D=	1070.188

Tabla 6.8 Prueba Chi Cuadrado distribución Log- Normal.
Ref. Elaboración propia.

$$\begin{aligned}
 K \text{ (No. Clases)} &= 6 \\
 m \text{ (Parámetros de la función de Gumbel)} &= 2 \\
 \text{Grados de Libertad } \nu &= 3 \\
 \text{Dato superior} &= 0.975 \\
 \text{Valor Chi Cuadrado, } X^2 &= 9.35
 \end{aligned}$$

Como $D(\text{Tabla 6.8}) > X^2$ y $D > K-1-m$, entonces, NO se acepta la distribución de Log-Normal.

- Para la Distribución de Gumbel se obtuvo:

$$\begin{aligned}
 K \text{ (No. Clases)} &= 6.390 = 6 \\
 \text{Caudal Mín(m}^3\text{/s)} &= 83.88 \\
 \text{Caudal Máx(m}^3\text{/s)} &= 294 \\
 \text{Intervalo de clases} &= 35.02 \\
 a &= -127.138 \\
 c &= 38.985
 \end{aligned}$$



No.	Clase		(prom)	(en el int)	F(i)	F(s)	ε	θ	$\frac{(\theta - \varepsilon)^2}{\varepsilon}$
			Marca Clase	No. Obsev.					ε
1	83.88	118.9	101.39	11	0.048	0.291	10.431	11	0.031
2	118.9	153.92	136.41	14	0.291	0.605	13.498	14	0.019
3	153.92	188.94	171.43	12	0.605	0.815	9.033	12	0.974
4	188.94	223.96	206.45	3	0.815	0.920	4.524	3	0.513
5	223.96	258.98	241.47	2	0.920	0.967	2.006	2	0.000
6	258.98	294	276.49	1	0.967	0.986	0.846	1	0.028
				43				D=	1.565

Tabla 6.9 Prueba Chi Cuadrado distribución de Gumbel.
Ref. Elaboración propia.

K(No. Clases)=	6
m (Parámetros de la función de Gumbel)=	2
Grados de Libertar v=	3
Dato superior =	0.975
Valor Chi Cuadrado, $X^2 =$	9.35

Como D (Tabla 6.9) $< X^2$ y $D < K-1-m$, entonces, se acepta la distribución de Gumbel.

b) En la prueba de Smirnov-Kolmogorov se basa según la expresión:

$$D_n = \text{Sup}|F(x) - F_n(x)|$$

Dónde

$F(x)$: Función de distribución de una población.

$F_n(x)$: Distribución estadística de n valores observados.



- Para la Distribución Log- Normal se obtuvo:

n = numero de datos = 43
Valor Máximo = 294
Valor Mínimo = 83.88
Desviación Estándar = 0.285

M	Q (m3/s)	Fo (x)	Fn (x)	Fo (x) - Fn (x)
1	294	0.977	35.038	-34.061
2	255	0.955	11.190	-10.236
3	235.2	0.932	6.537	-5.605
4	217	0.909	4.144	-3.235
5	192	0.886	2.414	-1.528
6	191	0.864	2.369	-1.505
7	185.5	0.841	2.144	-1.303
8	178	0.818	1.895	-1.077
9	175.4	0.795	1.823	-1.027
10	175.2	0.773	1.817	-1.045
11	169	0.750	1.672	-0.922
12	168	0.727	1.652	-0.924
13	165.8	0.705	1.610	-0.905
14	161	0.682	1.532	-0.850
15	160.9	0.659	1.531	-0.872
16	158.5	0.636	1.499	-0.862
17	157.5	0.614	1.487	-0.873
18	156.2	0.591	1.472	-0.881
19	153	0.568	1.442	-0.874
20	149.1	0.545	1.416	-0.870
21	147	0.523	1.406	-0.884
22	141	0.500	1.399	-0.899
23	138.2	0.477	1.406	-0.928
24	135.2	0.455	1.422	-0.967
25	129.8	0.432	1.474	-1.042
26	129.2	0.409	1.482	-1.073
27	129	0.386	1.485	-1.099
28	127.6	0.364	1.506	-1.142
29	125.1	0.341	1.551	-1.210
30	122.2	0.318	1.615	-1.297
31	120	0.295	1.675	-1.379
32	119.6	0.273	1.687	-1.414
33	118.4	0.250	1.725	-1.475
34	114.8	0.227	1.861	-1.634
35	114.3	0.205	1.883	-1.678
36	113	0.182	1.944	-1.762
37	106.6	0.159	2.343	-2.183
38	102.1	0.136	2.763	-2.626
39	98.8	0.114	3.181	-3.068
40	95.16	0.091	3.798	-3.707
41	88.2	0.068	5.733	-5.665
42	84.6	0.045	7.406	-7.360
43	83.88	0.023	7.825	-7.803

Tabla 6.10 Prueba de Kolmogorov distribución de Log-Normal.
Ref. Elaboración propia.



Nivel de significancia del 5% le corresponde el valor de $Z = 1.36$

$$Z/\sqrt{n} = 0.207$$

$$\text{Como } D_n = \text{Sup}|F(x) - F_n(x)| = -0.850$$

Como $D_n < Z/\sqrt{n}$, entonces se acepta el ajuste empleando la distribución de Log- Normal.

- Para la Distribución de Gumbel se obtuvo:

n = numero de datos = 43

Valor Máximo = 294

Valor Mínimo = 83.88

Desviación Estándar = 44.754



M	Q (m3/s)	Fo (x)	Fn (x)	Fo (x) - Fn (x)
1	294	0.977	0.986	-0.009
2	255	0.955	0.963	-0.009
3	235.2	0.932	0.939	-0.008
4	217	0.909	0.905	0.004
5	192	0.886	0.827	0.059
6	191	0.864	0.823	0.040
7	185.5	0.841	0.799	0.041
8	178	0.818	0.762	0.056
9	175.4	0.795	0.748	0.047
10	175.2	0.773	0.747	0.026
11	169	0.750	0.711	0.039
12	168	0.727	0.704	0.023
13	165.8	0.705	0.690	0.014
14	161	0.682	0.657	0.024
15	160.9	0.659	0.657	0.002
16	158.5	0.636	0.639	-0.003
17	157.5	0.614	0.632	-0.018
18	156.2	0.591	0.622	-0.031
19	153	0.568	0.597	-0.029
20	149.1	0.545	0.566	-0.020
21	147	0.523	0.548	-0.026
22	141	0.500	0.496	0.004
23	138.2	0.477	0.471	0.006
24	135.2	0.455	0.443	0.011
25	129.8	0.432	0.393	0.039
26	129.2	0.409	0.387	0.022
27	129	0.386	0.385	0.001
28	127.6	0.364	0.372	-0.009
29	125.1	0.341	0.349	-0.008
30	122.2	0.318	0.321	-0.003
31	120	0.295	0.301	-0.005
32	119.6	0.273	0.297	-0.024
33	118.4	0.250	0.286	-0.036
34	114.8	0.227	0.254	-0.026
35	114.3	0.205	0.249	-0.045
36	113	0.182	0.238	-0.056
37	106.6	0.159	0.184	-0.025
38	102.1	0.136	0.149	-0.013
39	98.8	0.114	0.126	-0.013
40	95.16	0.091	0.103	-0.012
41	88.2	0.068	0.066	0.002
42	84.6	0.045	0.051	-0.005
43	83.88	0.023	0.048	-0.025

Tabla 6.11 Prueba de Kolmogorov distribución de Gumbel.
Ref. Elaboración propia.



Nivel de significancia del 5% le corresponde el valor de $Z = 1.36$

$$Z/\sqrt{n} = 0.207$$

$$\text{Como } D_n = \text{Sup}|F(x) - F_n(x)| = 0.059$$

Como, $Dn < Z/\sqrt{n}$ entonces se acepta el ajuste empleando la distribución de Gumbel.

6.3.6 Selección del caudal máximo de diseño

De lo anterior se obtiene que el método que mejor se ajusta es la DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL, cuyos valores se muestran en la siguiente tabla.

DISTRIBUCION DE GUMBEL

Tr(años)	Riesgo (%)	Q_{máx} (m³/s)	ΔQ (m³/s)	Q_{máx} diseño (m³/s)
2.3	100	159.61	9.15	168.76
50	80	279.65	44.44	324.09
100	55	306.67	44.44	351.11

Tabla 6.12 Caudales máximos para los tiempos de retorno de diseño.
Ref. Elaboración propia.

6.3.7. Aforo de caudal

En la visita de campo también se determinó la velocidad superficial del tramo estudiado con el fin de establecer el caudal aforado del río. Para el desarrollo de esta actividad se utilizaron tarros medio llenos de agua y un cronómetro para

medir el tiempo. La distancia se midió con estación total. Se realizaron tres lecturas en la sección 100.

- Velocidad media superficial sección 100(puente) = \bar{V}_s

$$\bar{V}_s = 1.81 \text{ m/s}$$

- Velocidad media = \bar{V}

$$\bar{V} = [0.8 - 0.9] * \bar{V}_s$$

$$\bar{V} = 0.85 * V_s = 0.85 * 1.81 = 1.5385 \text{ m/s}$$

- Caudal de aforo = Q

$$Q = A * V \rightarrow Q = A_{puente} * \bar{V}$$
$$Q = 37.11 * 1.5385 = 57.094 \text{ m}^3/\text{s}$$



Fig. 6.15 Registro fotográfico para determinar el Caudal Superficial del río Cauca.
Ref: Elaboración Propia.



6.4. Estudios hidráulicos

En general, con la información topo-batimétrica, los datos recogidos durante las visitas de campo y los resultados del estudio hidrológico, se hizo la caracterización hidráulica del río en la zona de estudio y la modelación hidráulica que incluyó la calibración del modelo usado y la generación de los datos hidráulicos necesarios para condiciones de creciente; además, se hizo un análisis de sensibilidad variando parámetros inciertos como el coeficiente de rugosidad de Manning y el gradiente hidráulico.

El modelo computacional utilizado para determinar la amenaza por inundación del río Cauca en el Barrio Los Lagos de Occidente es el HEC RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), Versión 4.1 (2010) del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos. El programa fue diseñado para realizar el cálculo de los parámetros hidráulicos en una dimensión, con flujo permanente, no permanente y gradualmente variado, para una red completa de cauces abiertos, ríos y canales artificiales; aunque el programa está basado en cuatro métodos de cálculo fundamentales como la ecuación de Energía, de Momentum, FHWA, WSPRO y la de Yarnell, el método utilizado para el estudio fue la ecuación de la Energía, el cual se basa en las siguientes ecuaciones:

Ecuación de la Energía:

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

z_1, z_2 = Elevaciones del fondo de las secciones con respecto a un nivel de referencia (m).

y_1, y_2 = Profundidades del agua en las secciones transversales (m).



V_1, V_2 = Velocidades medidas en las secciones (m/s).

α_1, α_2 = Coeficientes de variación de la velocidad de Coriolis.

g = Aceleración debida a la fuerza de la gravedad (m/s^2).

\sum *pérdidas* = Sumatoria de pérdidas de energía entre dos secciones transversales (m).

Las pérdidas de energía son las pérdidas por fricción y pérdidas locales, cuyas ecuaciones se muestran a continuación:

Ecuación de pérdidas por fricción (h_f):

$$h_f = S_f * L$$

S_f = gradiente hidráulico o de fricción (m/m).

L = distancia ponderada para el tramo de análisis (m).

Ecuación de pérdidas locales (h_l):

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

K = coeficiente de pérdidas por contracción y expansión.

El gradiente hidráulico S_f lo obtiene usando la ecuación de Manning

$$Q = \frac{A}{n} * R^{2/3} S_f^{1/2}$$

Q = Caudal (m^3/s).

A = Área (m^2).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

R = Radio hidráulico (m).



6.4.1 Caracterización del río

Se realizó la caracterización morfológica de río Cauca en la zona del Barrio Los Lagos usando el modelo propuesto por Guevara, M, E, 2010,(Fig 6.16) que en resumen indica:

- Ancho del canal entre 30 y 150 metros
- Cauce aluvial
- Relieve moderado
- Meándrico
- Localmente trenzado
- Poco sinuoso
- Material de los bordes del río es no cohesivo como arena, grava y arena
- Material del lecho del río tiene cantos, grava y arena
- Pendiente del agua y del fondo (Ver *Tabla 6.13 (a y b)*)

ANCHO DE CANAL	PEQUEÑO. (30.0' m. de ancho)	MEDIO. (30 - 150 m.)	AMPLIO. (>150 m.)
REGIMEN DE FLUJO.	EFIMERO (Intermitente)	PEREMNE (Pero instantaneo)	PEREMNE.
CAUCE	 ALUVIAL.	 SEMI ALUVIAL.	 NO ALUVIAL.
MATERIAL DE LECHO.	LIMO-ARCILLOSO.	LIMO.	ARENA. GRAVA. CANTOS Y GUIJARROS.
VALLE.	 VALLE DE RELIEVE BAJO. (< 30m. de prof.)	 RELIEVE MODERADO (30 - 300 m.)	 RELIEVE ALTO. (> 300 m.)
PLANICIE DE INUNDACION.	 PEQUEÑA O NINGUNA. (< 2 veces el ancho canal)	 ANGOSTO. (2 - 10 veces el ancho canal)	 ANCHO. (>10 veces el ancho canal)
GRADO DE SINUOSIDAD	 RECTO. (Sinuosidad 1 - 1.05)	 SINUOSO. (1.06 - 1.25)	 MEANDRICO. (1.26 - 2.0)
GRADO DE TRENZAMIENTO.	NINGUN TRENZAMIENTO. (5%)	LOCALMENTE TRENZADO. (5 - 35%)	COMPLETAMENTE TRENZADO. (> 35%)
GRADO DE RAMIFICACION.	NINGUNA RAMIFICACION. (< 5%)	LOCALMENTE RAMIFICADO. (5 - 35%)	COMPLETAMENTE RAMIFICADO. (> 35%)
VARIABILIDAD DEL ANCHO Y DESARROLLO DE BARRAS.	 DE ANCHO CONSTANTE. Barra de punta angosta	 MAS ANCHO EN LAS CURVAS. Barras de punta ancha.	 VARIACION ALEATORIA. Barras irregulares laterales y de punta.
ENCAJONAMIENTO	 NO ENCAJONADO.	 PROBABLEMENTE ENCAJONADO.	
COORTE DE ORILLAS	RARO.	LOCAL.	GENERAL.
MATERIAL DE LAS MARGENES	COHESIVO. Lecho rocoso resistente. Lecho rocoso no resistente. Aluvial.		NO COHESIVO. Limo, Arena, Grava, Cantos y Guijarros.
ARBOLES EN LAS ORILLAS.	50% EN LA LINEA DE LAS MARGENES.	50 - 90%	> 90%

Fig. 6.16 Caracterización del río Cauca.

Ref: Guevara, M, E, 2010.



PENDIENTES DEL NIVEL DEL AGUA ENTRE SECCIONES

Sección	Nivel del agua	Pendiente (S)
100	1675.11	
200	1675.2	0.00153662
300	1675.45	0.00321069
400	1676.79	0.00859189
		0.0044464
	%S parcial	0.44463999
	%S total	0.57456326

Tabla 6.13 (a) Pendiente del nivel del agua del río Cauca entre secciones transversales.
Ref. Elaboración propia.

PENDIENTE DEL FONDO ENTRE SECCIONES

Sección	Nivel de fondo	Pendiente (S)
100	1673.173	
300	1673.2703	0.00071316
400	1674.941	0.010712293
		0.005712727
	%S Parcial	0.571272679
	%S Total	0.604659434

Tabla 6.13 (b) Pendiente del fondo del río Cauca entre secciones transversales.
Ref. Elaboración propia.



6.4.2 Modelación hidráulica

Los requerimientos del programa HEC-RAS para la modelación hidráulica son los siguientes:

- Datos geométricos:
 - Dimensionamiento del puente.
 - Secciones transversales del río.
 - Borde del cauce principal.
 - Distancia entre secciones.
 - Coeficiente de contracción y expansión.
 - Coeficiente de rugosidad de Manning del centro y de las laderas del río.

- Datos hidráulicos
 - Caudales
 - Condiciones de frontera (Coeficiente de rugosidad de Manning, gradiente hidráulico, pendiente del fondo del río y pendiente del nivel del agua).

6.4.2.1 Datos de entrada

Respecto a la información topo-batimétrica, se enumeraron las secciones transversales (ST) desde la 100 (inmediatamente aguas arriba de la cara del Puente) hasta la 400 aguas arriba en la zona del Barrio Los Lagos de Occidente; se determinaron las distancias entre secciones transversales consecutivas, por el cauce principal, por la margen izquierda y por la margen derecha. Para obtener una mejor modelación del puente, se tuvo que extrapolar la ST 100 para generar una ST 50 localizada a 12 m aguas abajo de la ST 100, tomando la pendiente

promedio del fondo del río; además, para tener mejores resultados se interpolaron secciones transversales cada 30 metros usando herramientas del HEC-RAS.

Con ayuda del mapa topográfico del río, se logró facilitar la elaboración de la modelación del mismo. Las secciones transversales remarcadas (100, 300 y 400) corresponden a las del estudio topo-batimétrico (Fig. 6.17).

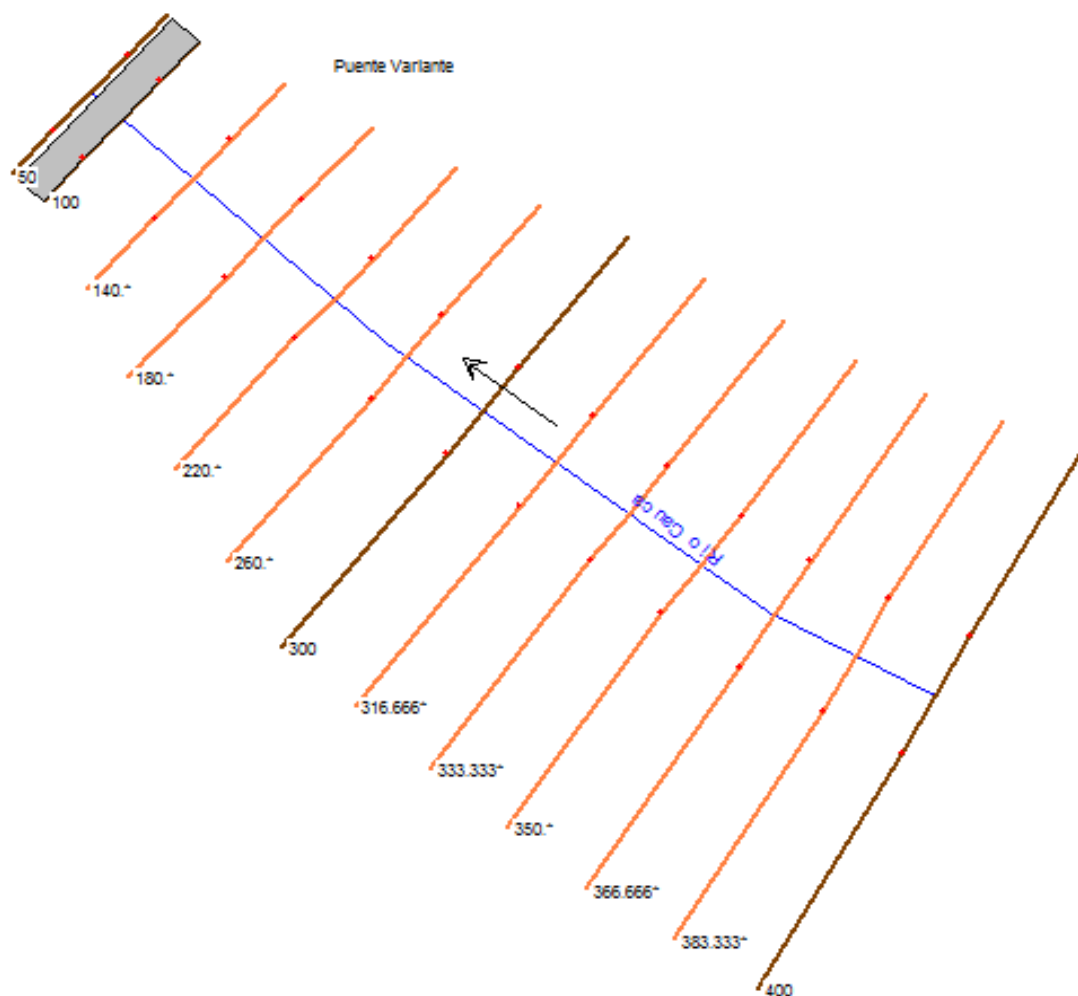


Fig.6.17 Esquema en planta de las secciones transversales originales e interpoladas.
Ref. Resultados del HEC-RAS.



Los caudales adoptados según el aforo y la distribución de Gumbel para la modelación fueron los siguientes:

- PF1: $Q_{\text{aforo}} = 57.094 \text{ m}^3/\text{s}$
- PF2: $Q_{2.3} = 168.758 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tiempo de retorno de 2.3 años)
- PF3: $Q_{50} = 324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tiempo de retorno de 50 años)
- PF4: $Q_{100} = 351.111 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tiempo de retorno de 100 años)

Los coeficientes de rugosidad de Manning (n) que se utilizaron inicialmente para las laderas fueron de 0.07 y para el cauce fue de 0.035 en todas las secciones.

Se tuvieron en cuenta los coeficientes de contracción y expansión para el estudio, los cuales fueron:

Coeficiente de contracción = 0.1

Coeficiente de expansión = 0.3

6.4.2.2 Calibración del modelo hidráulico

La calibración del modelo hidráulico busca que los resultados hidráulicos generados por el programa reflejen las condiciones existentes en el campo; para ello, se trabajó con las ST 50, 100, 300 y 400. Entre la sección 100 y 50 se incluyó la geometría del puente sobre la Variante y se trató de representar en la mejor forma posible las condiciones de campo en el momento del aforo, las cuales se muestran a continuación:

Caudal aforo = $57.094 \text{ m}^3/\text{s}$

Profundidad máxima = 1.99 m

Área mojada = 37.23 m^2

Velocidad media = 1.539 m/s

Flujo subcrítico o lento



La calibración para el caudal aforado se llevó a cabo mediante tanteos usando como condición de frontera el nivel del agua medido en el campo para la sección transversal ST 50 aguas abajo, en el supuesto de que el flujo fuera subcrítico; se hicieron tanteos variando el valor del gradiente hidráulico en la sección inicial (ST 50). Posteriormente, se variaron los valores de n de Manning en el lecho del río con el fin de obtener la mayor representación de las condiciones en el terreno; después de varios intentos, se determinó que el gradiente hidráulico de 0.002073 era el que mejor ajustaba los niveles del agua y velocidades del flujo medidos con los calculados.

También, se intentó calibrar el modelo considerando flujo mixto; sin embargo, después de varios tanteos se concluyó que el flujo permanecía subcrítico y que la condición de frontera continuaba estando en la ST 50 aguas abajo, con un gradiente hidráulico igual a 0.002073.

Finalmente los coeficientes de rugosidad de Manning (n) obtenidos después de la calibración fueron (Tabla 6.14):

Sección Transversal	Coeficiente de rugosidad de Manning, n		
	Ladera Izq del cauce principal	Cauce principal	Ladera Der del cauce principal
50	0.07	0.035	0.07
100	0.07	0.0352	0.07
300	0.07	0.045	0.07
400	0.07	0.060	0.07

Tabla.6.14 Coeficientes de rugosidad de Manning después de la calibración.
Ref. Elaboración propia.



$n = 0.070$ Laderas con arbustos medianos a densos.

$n = 0.035$ Cauce limpio, recto con algunas piedras y cantos.

$n = 0.045$ Cauce limpio, recto, con algunas malas hierbas y piedras, con grava, cantos rodados.

$n = 0.06$ Cauce con piedras, malas hierbas y algunos pozos profundos.

Ref. Chow V. T., Maidment D. R. and Mays L. W. 1988.

Adicionalmente y más por inquietud académica, se realizó la simulación hidráulica para el caudal correspondiente a un tiempo de retorno de 2.3 años (Chow V. T., Maidment D. R. and Mays L. W. 1988), asumido como el de banca llena, con el fin de comparar los niveles del agua arrojados por el modelo hidráulico con los niveles correspondientes a banca llena identificados en el campo. Un ejemplo de lo anterior se muestra en la *Fig.6.18*, a continuación:

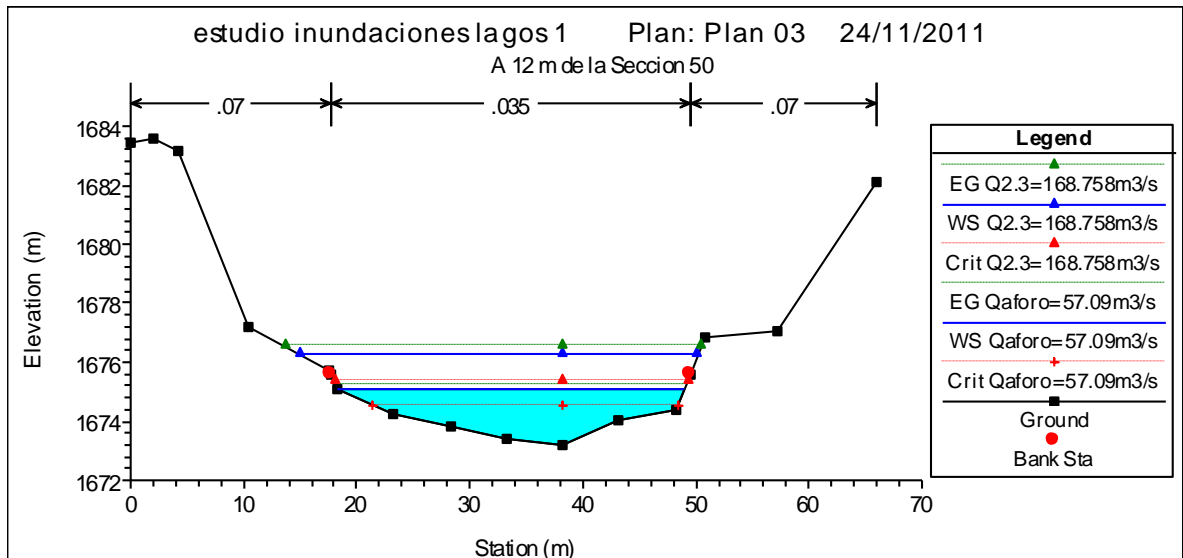


Fig. 6.18 Sección transversal 100 para $Q_{aforo} = 57.094 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{2.3} = 168.758 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Como se observa en la *Fig. 6.18*, los niveles calculados están por encima de los observados en el terreno para el borde del cauce principal; esto indica que



seguramente para la zona andina el periodo de retorno es menor para el caudal a banca llena, como ya lo indicaban estudios previos, (MEJÍA, G. 2001. “Aplicabilidad de las ecuaciones del régimen a las corrientes de la zona andina tropical” y Universidad del Cauca, 2006. “Caudal formador en la Cuenca Cauca del Departamento del Cauca”. Artículo y ponencia. XVII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Popayán).

En el cuadro siguiente (Tabla 6.15) se presenta los resultados hidráulicos obtenidos de la simulación para la calibración del modelo para la sección transversal ST 50 con una gradiente hidráulico de 0.002073 y se muestran los resultados de la sección transversal ST 100 con el fin de compararlos con los datos medidos en el campo *Tabla 6.16 (a y b)*.

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 50 Profile: Qaforo=57.09m3/s					
E.G. Elev (m)	1675.20	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.11	Wt. n-Val.		0.035	
W.S. Elev (m)	1675.09	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	1674.48	Flow Area (m2)		38.38	
E.G. Slope (m/m)	0.002076	Area (m2)		38.38	
Q Total (m3/s)	57.09	Flow (m3/s)		57.09	
Top Width (m)	30.87	Top Width (m)		30.87	
Vel Total (m/s)	1.49	Avg. Vel. (m/s)		1.49	
Max Chl Dpth (m)	1.99	Hydr. Depth (m)		1.24	
Conv. Total (m3/s)	1253.0	Conv. (m3/s)		1253.0	
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)		31.43	
Min Ch El (m)	1673.10	Shear (N/m2)		24.87	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	3157.60	0.00	0.00
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

Tabla 6.15 Resultados de la simulación para ST 50, $Q_{aforo} = 57.094 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.



Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 100 Profile: Qaforo=57.09m3/s					
E.G. Elev (m)	1675.23	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.12	Wt. n-Val.		0.035	
W.S. Elev (m)	1675.11	Reach Len. (m)	0.01	0.01	0.01
Crit W.S. (m)	1674.55	Flow Area (m2)		36.75	
E.G. Slope (m/m)	0.002384	Area (m2)		36.75	
Q Total (m3/s)	57.09	Flow (m3/s)		57.09	
Top Width (m)	30.76	Top Width (m)		30.76	
Vel Total (m/s)	1.55	Avg. Vel. (m/s)		1.55	
Max Chl Dpth (m)	1.94	Hydr. Depth (m)		1.19	
Conv. Total (m3/s)	1169.3	Conv. (m3/s)		1169.3	
Length Wtd. (m)	0.01	Wetted Per. (m)		31.27	
Min Ch El (m)	1673.17	Shear (N/m2)		27.48	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	3157.60	0.00	0.00
Frictn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)		0.45	
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)		0.37	

Tabla 6.16 (a) Resultados de la simulación para ST 100, $Q_{aforo} = 57.094 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ref. Resultados del HEC-RAS.

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 100 Profile: Q2.3=168.758m3/s					
E.G. Elev (m)	1676.53	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.27	Wt. n-Val.	0.070	0.035	0.070
W.S. Elev (m)	1676.26	Reach Len. (m)	0.01	0.01	0.01
Crit W.S. (m)	1675.36	Flow Area (m2)	0.75	72.86	0.22
E.G. Slope (m/m)	0.002242	Area (m2)	0.75	72.86	0.22
Q Total (m3/s)	168.76	Flow (m3/s)	0.21	168.49	0.06
Top Width (m)	35.06	Top Width (m)	2.72	31.69	0.66
Vel Total (m/s)	2.29	Avg. Vel. (m/s)	0.28	2.31	0.26
Max Chl Dpth (m)	3.08	Hydr. Depth (m)	0.28	2.30	0.34
Conv. Total (m3/s)	3564.0	Conv. (m3/s)	4.4	3558.4	1.2
Length Wtd. (m)	0.01	Wetted Per. (m)	2.83	32.60	0.94
Min Ch El (m)	1673.17	Shear (N/m2)	5.84	49.14	5.18
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	3157.60	0.00	0.00
Frictn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.01	0.89	0.00
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.03	0.38	0.01

Tabla 6.16 (b) Resultados de la simulación para ST 100, $Q_{2.3} = 168.758 \text{ m}^3/\text{s}$.

Ref. Resultados del HEC-RAS.

La *Tabla 6.17* resume los resultados hidráulicos obtenidos de la simulación para la calibración del modelo, en donde se observa la aproximación entre las velocidades, ancho de superficie libre y el área mojada a partir de datos medidos el día del aforo y los calculados mediante la simulación con el HEC-RAS. La



diferencia en profundidades del agua es de solo 5.0 cm que se considera aceptable.

Parámetro	Valores calculados Q_{aforo}	Valores Medidos ST 100 Q_{aforo}	Valores calculados $Q_{2.3}$
Caudal (m^3/s)	57.094	57.094	168.758
Elevación de la línea de energía (m)	1675.23		1676.53
Cabeza de velocidad (m)	0.12		0.27
Elevación del agua (m) (Cota)	1675.11		1676.26
Gradiente hidráulico (m/m)	0.002384		0.002242
Ancho de la superficie libre (m)	30.76	30.895	35.06
Velocidad total (m/s)	1.55	1.539	2.29
Máxima profundidad del agua (m)	1.94	1.99	3.08
Área mojada (m^2)	36.75	37.23	72.86
Factor de transporte total (m^3/s)	1169.3		3564.0
Min elevación del cauce (m)	1673.17		1673.17
Alpha	1.00		1.02

Tabla 6.17 Resultados de la simulación para calibración del modelo en la ST 100, $Q_{2.3} = 168.758 m^3/s$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

6.4.2.3 Modelación para caudales de creciente

Se usó el gradiente hidráulico igual a 0.002073 obtenido de la calibración, como condición de frontera aguas abajo para simular los niveles de creciente para los caudales correspondientes a tiempos de retorno de 50 y 100 años:

$$Q_{50} = 324.089 m^3/s$$

$$Q_{100} = 351.111 m^3/s$$

Los resultados de la simulación para determinar la amenaza por inundación del río Cauca en el Barrio Los Lagos de Occidente, para los tiempos de retorno de 50 años y 100 años se muestran en la *Fig. 6.19*, con un gradiente hidráulico de 0.002073, que representa los niveles normales de inundación. La *Fig.6.20* muestra el perfil longitudinal del río Cauca, la cual permite ver el gradiente hidráulico utilizado.

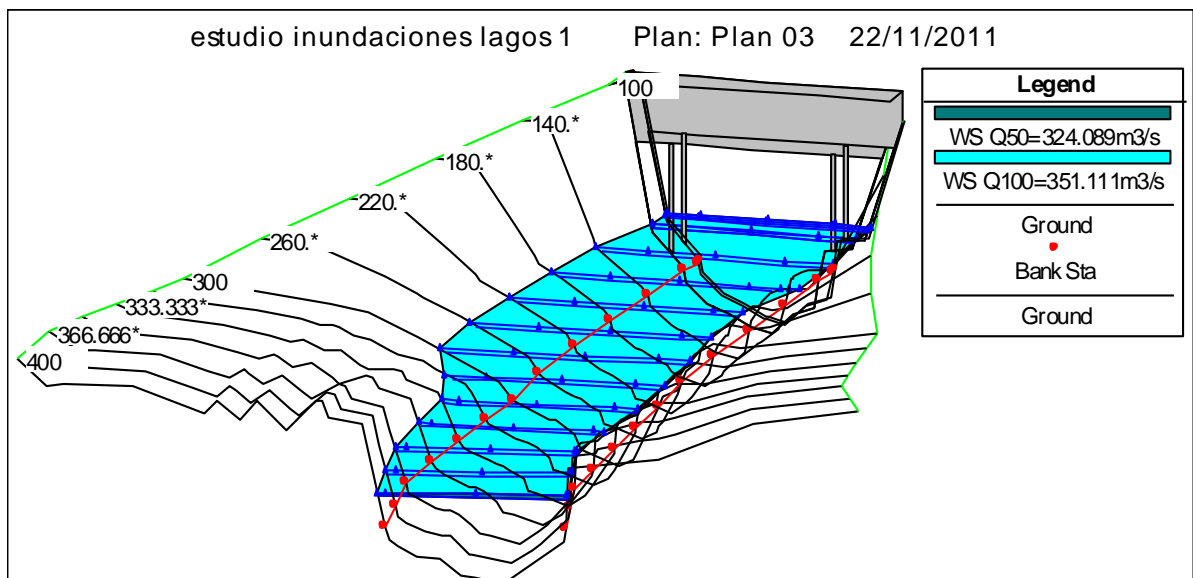


Fig. 6.19 Vista tridimensional del puente y el río Cauca para $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

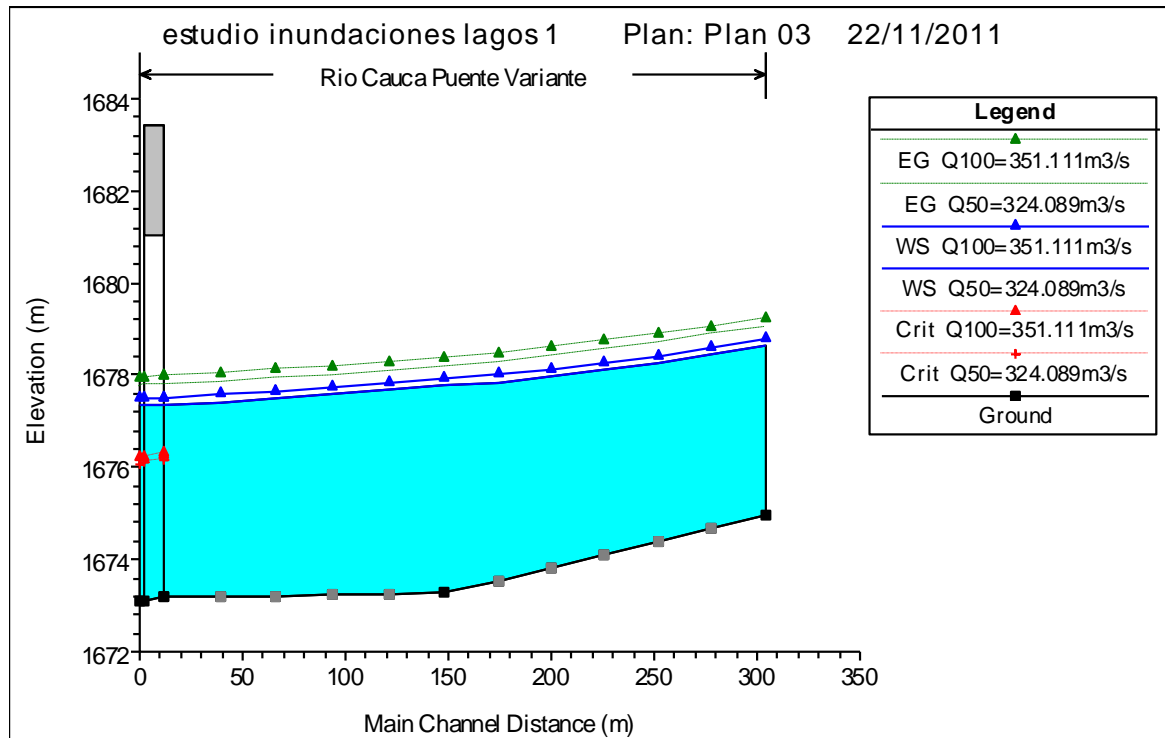


Fig. 6.20 Perfil longitudinal para $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

De la *Tabla 6.18* a la *Tabla 6.21* se muestran los parámetros hidráulicos obtenidos en cada sección transversal para los dos tiempo de retorno ($Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$).



Sección 50:

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 50 Profile: Q50=324.089m3/s					
E.G. Elev (m)	1677.76	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.43	Wt. n-Val.	0.070	0.035	0.070
W.S. Elev (m)	1677.33	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	1676.08	Flow Area (m2)	6.55	109.35	3.97
E.G. Slope (m/m)	0.002074	Area (m2)	6.55	109.35	3.97
Q Total (m3/s)	324.09	Flow (m3/s)	3.77	318.82	1.50
Top Width (m)	47.51	Top Width (m)	7.55	31.69	8.27
Vel Total (m/s)	2.70	Avg. Vel. (m/s)	0.58	2.92	0.38
Max Chl Dpth (m)	4.23	Hydr. Depth (m)	0.87	3.45	0.48
Conv. Total (m3/s)	7116.4	Conv. (m3/s)	82.8	7000.7	33.0
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	7.87	32.60	8.96
Min Ch El (m)	1673.10	Shear (N/m2)	16.92	68.22	9.01
Alpha	1.14	Stream Power (N/m s)	3157.60	0.00	0.00
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

Tabla 6.18 (a) Resultados simulación para ST 50, $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 50 Profile: Q100=351.111m3/s					
E.G. Elev (m)	1677.95	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.45	Wt. n-Val.	0.070	0.035	0.070
W.S. Elev (m)	1677.49	Reach Len. (m)			
Crit W.S. (m)	1676.20	Flow Area (m2)	7.77	114.42	5.32
E.G. Slope (m/m)	0.002074	Area (m2)	7.77	114.42	5.32
Q Total (m3/s)	351.11	Flow (m3/s)	4.92	343.81	2.39
Top Width (m)	47.95	Top Width (m)	7.72	31.69	8.54
Vel Total (m/s)	2.75	Avg. Vel. (m/s)	0.63	3.00	0.45
Max Chl Dpth (m)	4.39	Hydr. Depth (m)	1.01	3.61	0.62
Conv. Total (m3/s)	7710.4	Conv. (m3/s)	107.9	7550.0	52.4
Length Wtd. (m)		Wetted Per. (m)	8.11	32.60	9.28
Min Ch El (m)	1673.10	Shear (N/m2)	19.50	71.37	11.66
Alpha	1.17	Stream Power (N/m s)	3157.60	0.00	0.00
Frctn Loss (m)		Cum Volume (1000 m3)			
C & E Loss (m)		Cum SA (1000 m2)			

Tabla 6.18 (b) Resultados simulación para ST 50, $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.



Sección 100:

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 100 Profile: Q50=324.089m3/s					
E.G. Elev (m)	1677.79	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.44	Wt. n-Val.	0.070	0.035	0.070
W.S. Elev (m)	1677.35	Reach Len. (m)	0.01	0.01	0.01
Crit W.S. (m)	1676.15	Flow Area (m2)	6.69	107.67	4.14
E.G. Slope (m/m)	0.002178	Area (m2)	6.69	107.67	4.14
Q Total (m3/s)	324.09	Flow (m3/s)	4.01	318.43	1.65
Top Width (m)	47.57	Top Width (m)	7.57	31.69	8.31
Vel Total (m/s)	2.73	Avg. Vel. (m/s)	0.60	2.96	0.40
Max Chl Dpth (m)	4.18	Hydr. Depth (m)	0.88	3.40	0.50
Conv. Total (m3/s)	6944.4	Conv. (m3/s)	85.9	6823.0	35.4
Length Wtd. (m)	0.01	Wetted Per. (m)	7.85	32.60	8.95
Min Ch El (m)	1673.17	Shear (N/m2)	18.21	70.55	9.89
Alpha	1.15	Stream Power (N/m s)	3157.60	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.07	1.30	0.04
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.08	0.38	0.09

Tabla 6.19 (a) Resultados simulación para ST 100, $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 100 Profile: Q100=351.111m3/s					
E.G. Elev (m)	1677.98	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.46	Wt. n-Val.	0.070	0.035	0.070
W.S. Elev (m)	1677.52	Reach Len. (m)	0.01	0.01	0.01
Crit W.S. (m)	1676.28	Flow Area (m2)	7.94	112.83	5.52
E.G. Slope (m/m)	0.002166	Area (m2)	7.94	112.83	5.52
Q Total (m3/s)	351.11	Flow (m3/s)	5.21	343.30	2.60
Top Width (m)	48.02	Top Width (m)	7.74	31.69	8.59
Vel Total (m/s)	2.78	Avg. Vel. (m/s)	0.66	3.04	0.47
Max Chl Dpth (m)	4.34	Hydr. Depth (m)	1.03	3.56	0.64
Conv. Total (m3/s)	7544.4	Conv. (m3/s)	112.0	7376.6	55.8
Length Wtd. (m)	0.01	Wetted Per. (m)	8.08	32.60	9.27
Min Ch El (m)	1673.17	Shear (N/m2)	20.86	73.52	12.64
Alpha	1.17	Stream Power (N/m s)	3157.60	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m3)	0.08	1.36	0.06
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	0.08	0.38	0.09

Tabla 6.19 (b) Resultados simulación para ST 100, $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.



Sección 300:

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 300 Profile: Q50=324.089m3/s					
Element		Left OB	Channel	Right OB	
E.G. Elev (m)	1678.17				
Vel Head (m)	0.39	0.070	0.045	0.070	
W.S. Elev (m)	1677.78	27.60	27.20	27.00	
Crit W.S. (m)		11.64	109.39	6.81	
E.G. Slope (m/m)	0.003430	11.64	109.39	6.81	
Q Total (m3/s)	324.09	8.06	310.56	5.47	
Top Width (m)	55.32	15.31	33.23	6.79	
Vel Total (m/s)	2.54	0.69	2.84	0.80	
Max Chl Dpth (m)	4.50	0.76	3.29	1.00	
Conv. Total (m3/s)	5534.0	137.6	5303.0	93.4	
Length Wtd. (m)	27.21	15.45	33.95	7.25	
Min Ch El (m)	1673.27	25.34	108.36	31.62	
Alpha	1.21	9379.25	0.00	0.00	
Frctn Loss (m)	0.09	1.43	16.01	0.67	
C & E Loss (m)	0.00	1.84	4.79	1.07	

Tabla 6.20 (a) Resultados simulación para ST 300, $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 300 Profile: Q100=351.111m3/s					
Element		Left OB	Channel	Right OB	
E.G. Elev (m)	1678.35				
Vel Head (m)	0.41	0.070	0.045	0.070	
W.S. Elev (m)	1677.94	27.60	27.20	27.00	
Crit W.S. (m)		14.30	114.87	7.98	
E.G. Slope (m/m)	0.003370	14.30	114.87	7.98	
Q Total (m3/s)	351.11	10.48	333.96	6.67	
Top Width (m)	57.72	17.08	33.23	7.41	
Vel Total (m/s)	2.56	0.73	2.91	0.84	
Max Chl Dpth (m)	4.67	0.84	3.46	1.08	
Conv. Total (m3/s)	6048.0	180.5	5752.6	114.9	
Length Wtd. (m)	27.21	17.22	33.95	7.89	
Min Ch El (m)	1673.27	27.44	111.81	33.42	
Alpha	1.23	9379.25	0.00	0.00	
Frctn Loss (m)	0.09	1.75	16.80	0.85	
C & E Loss (m)	0.00	2.03	4.79	1.24	

Tabla 6.20 (b) Resultados simulación para ST 300, $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.



Sección 400:

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 400 Profile: Q50=324.089m3/s					
E.G. Elev (m)	1679.05	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.39	Wt. n-Val.	0.070	0.060	0.070
W.S. Elev (m)	1678.66	Reach Len. (m)	27.50	25.99	24.33
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	1.04	116.01	0.14
E.G. Slope (m/m)	0.007065	Area (m2)	1.04	116.01	0.14
Q Total (m3/s)	324.09	Flow (m3/s)	0.79	323.26	0.04
Top Width (m)	42.46	Top Width (m)	1.55	40.70	0.21
Vel Total (m/s)	2.77	Avg. Vel. (m/s)	0.76	2.79	0.26
Max Chl Dpth (m)	3.71	Hydr. Depth (m)	0.67	2.85	0.67
Conv. Total (m3/s)	3855.7	Conv. (m3/s)	9.4	3845.9	0.4
Length Wtd. (m)	26.00	Wetted Per. (m)	2.05	41.35	1.35
Min Ch El (m)	1674.94	Shear (N/m2)	35.06	194.36	7.17
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	9065.11	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.18	Cum Volume (1000 m3)	1.94	33.29	0.91
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	2.55	10.56	1.45

Tabla 6.21 (a) Resultados simulación para ST 400, $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 400 Profile: Q100=351.111m3/s					
E.G. Elev (m)	1679.22	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.42	Wt. n-Val.	0.070	0.060	0.070
W.S. Elev (m)	1678.81	Reach Len. (m)	27.50	25.99	24.33
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	1.28	122.13	0.17
E.G. Slope (m/m)	0.006979	Area (m2)	1.28	122.13	0.17
Q Total (m3/s)	351.11	Flow (m3/s)	1.04	350.02	0.05
Top Width (m)	42.66	Top Width (m)	1.73	40.70	0.23
Vel Total (m/s)	2.84	Avg. Vel. (m/s)	0.81	2.87	0.28
Max Chl Dpth (m)	3.86	Hydr. Depth (m)	0.74	3.00	0.74
Conv. Total (m3/s)	4202.8	Conv. (m3/s)	12.5	4189.7	0.6
Length Wtd. (m)	26.00	Wetted Per. (m)	2.28	41.35	1.50
Min Ch El (m)	1674.94	Shear (N/m2)	38.54	202.12	7.88
Alpha	1.01	Stream Power (N/m s)	9065.11	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.18	Cum Volume (1000 m3)	2.38	34.97	1.16
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	2.86	10.56	1.69

Tabla 6.21 (b) Resultados simulación para ST 400, $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

De la Fig. 6.21 a la Fig. 6.24 se ilustran los niveles de agua esperados para cada sección transversal en los dos tiempo de retorno ($Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100} = 351.111 \text{ m}^3/\text{s}$).

Sección 50:

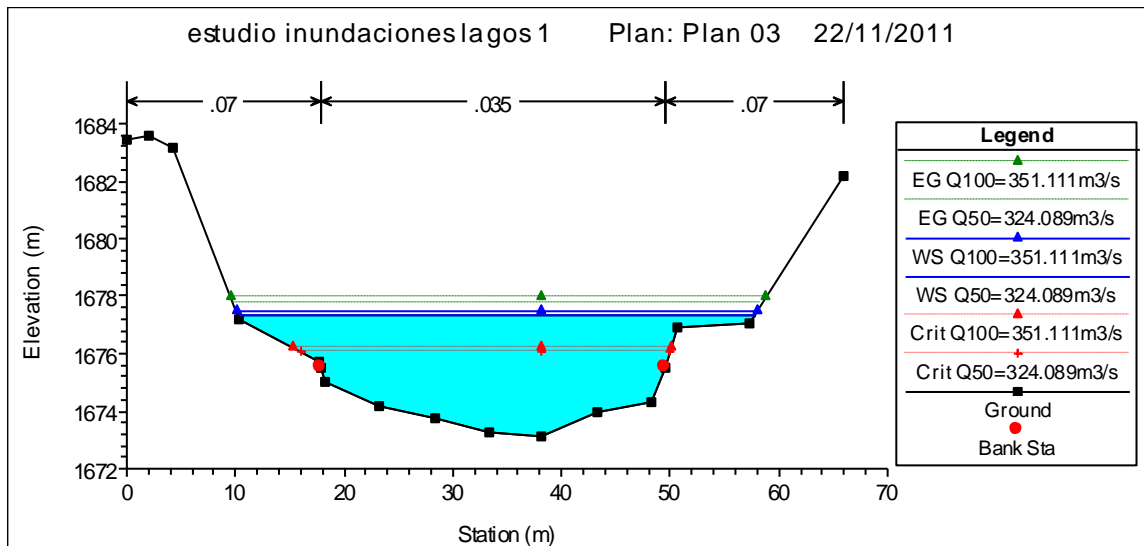


Fig. 6.21 ST 50 Para $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Sección 100:

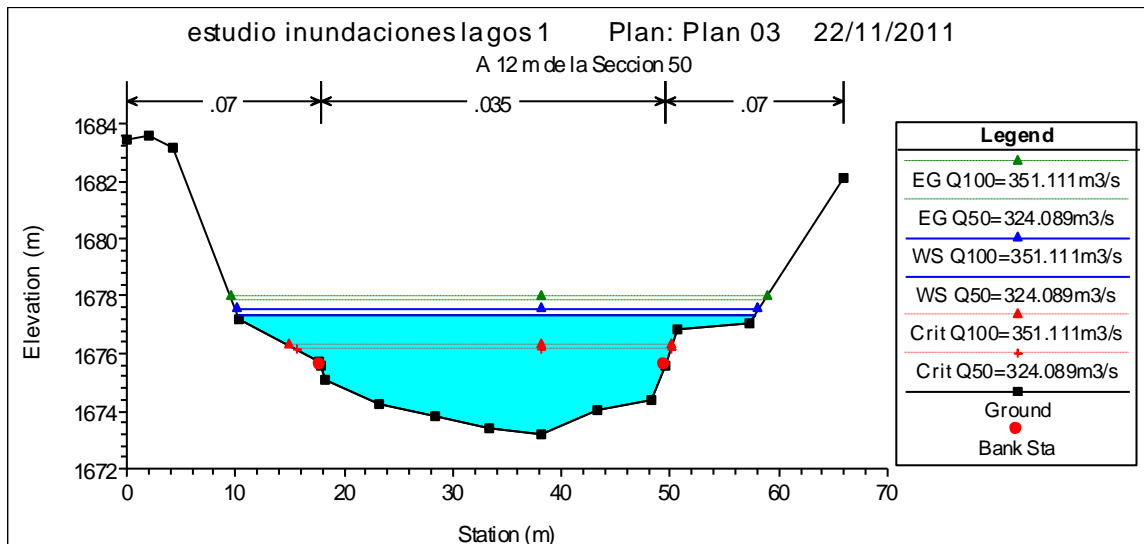


Fig. 6.22 ST 100 Para $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

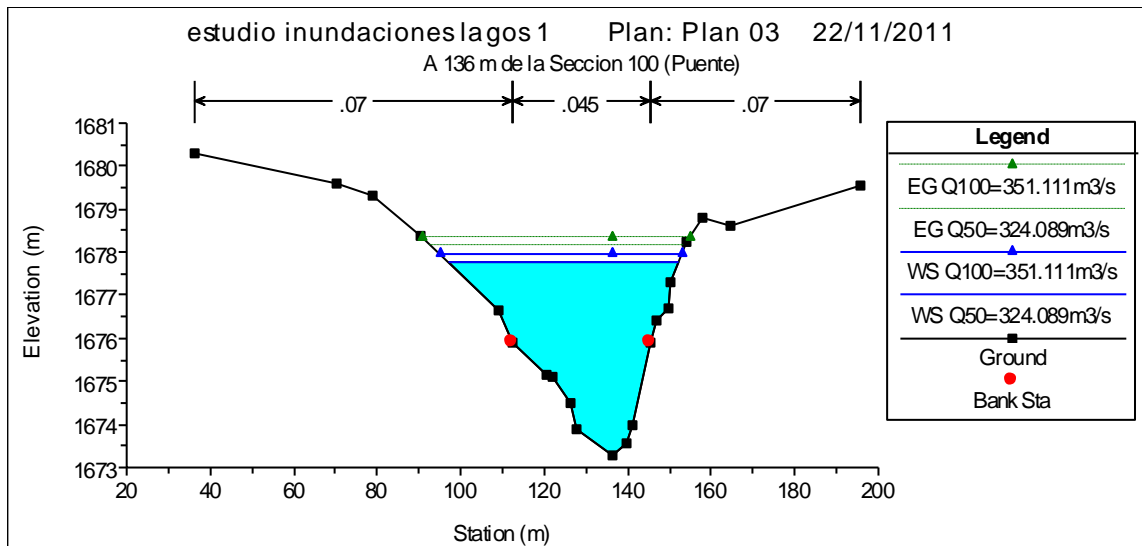


Fig. 6.23 ST 300 Para $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Sección 400:

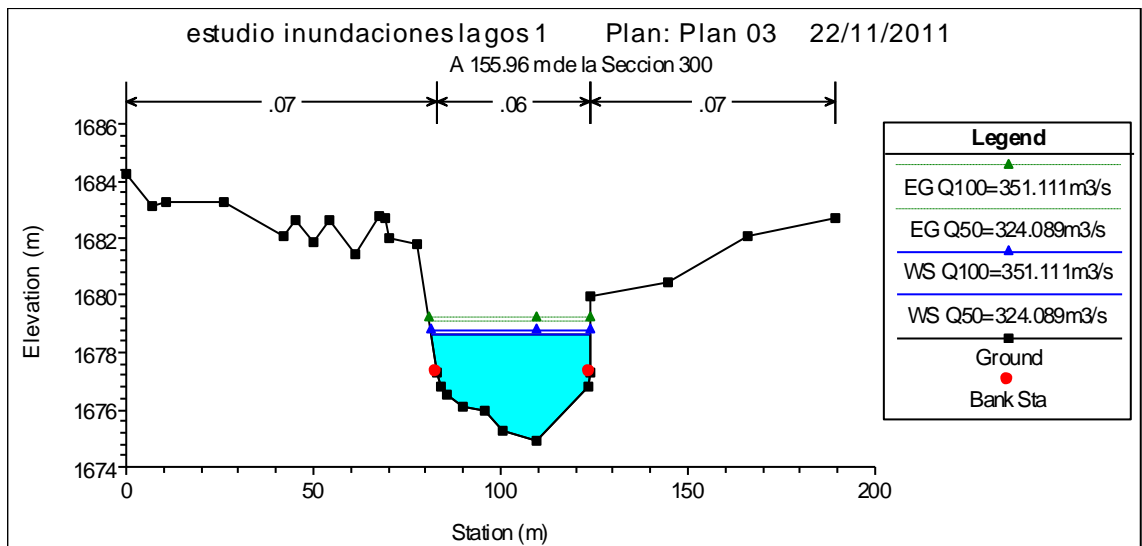


Fig. 6.24 ST 400 Para $Q_{50}=324.089 \text{ m}^3/\text{s}$ y $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

Considerando que para condiciones de creciente el gradiente hidráulico suele ser menor, se decidió hacer un análisis de sensibilidad usando un valor menor al inicial en un 50%. Las siguientes imágenes (*Fig. 6.25 y Fig. 6.26*) revelan la condición inicial del agua para el caudal de aforo y para el caudal con período de retorno de 100 años en la sección más crítica aguas arriba para la zona, ST 400, con un gradiente hidráulico aguas abajo en la ST 50 de 0.00104. De igual forma se muestran sus resultados respectivos en las *Tablas 6.22 y Tabla 6.23*.

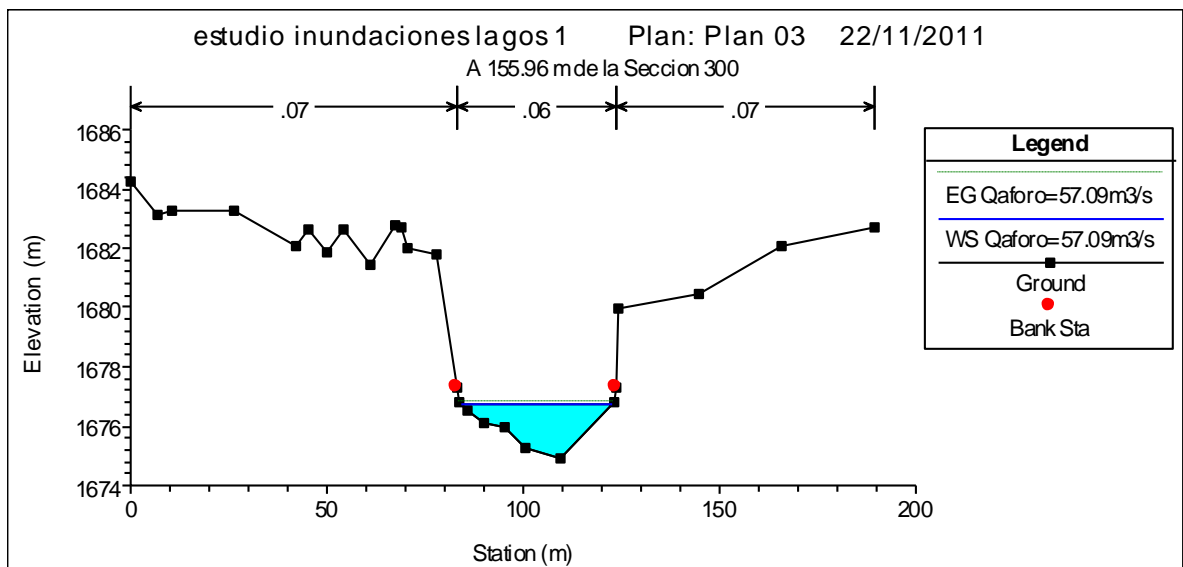


Fig. 6.25 Sección transversal 400 para $Q_{\text{aforo}}=57.094 \text{ m}^3/\text{s}$, Gradiente de 0.00104.
Ref. Resultados del HEC-RAS.



Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 400 Profile: Qaforo=57.09m3/s					
E.G. Elev (m)	1676.83	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.12	Wt. n-Val.		0.060	
W.S. Elev (m)	1676.71	Reach Len. (m)	27.50	25.99	24.33
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)		37.32	
E.G. Slope (m/m)	0.008798	Area (m2)		37.32	
Q Total (m3/s)	57.09	Flow (m3/s)		57.09	
Top Width (m)	38.35	Top Width (m)		38.35	
Vel Total (m/s)	1.53	Avg. Vel. (m/s)		1.53	
Max Chl Dpth (m)	1.77	Hydr. Depth (m)		0.97	
Conv. Total (m3/s)	608.7	Conv. (m3/s)		608.7	
Length Wtd. (m)	25.99	Wetted Per. (m)		38.56	
Min Ch El (m)	1674.94	Shear (N/m2)		83.51	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	9065.11	0.00	0.00
Frictn Loss (m)	0.23	Cum Volume (1000 m3)		11.86	
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)		9.79	

Tabla 6.22 Sección transversal 400 para $Q_{aforo}=57.094 \text{ m}^3/\text{s}$, Gradiente de 0.00104. Ref. Resultados del HEC-RAS.

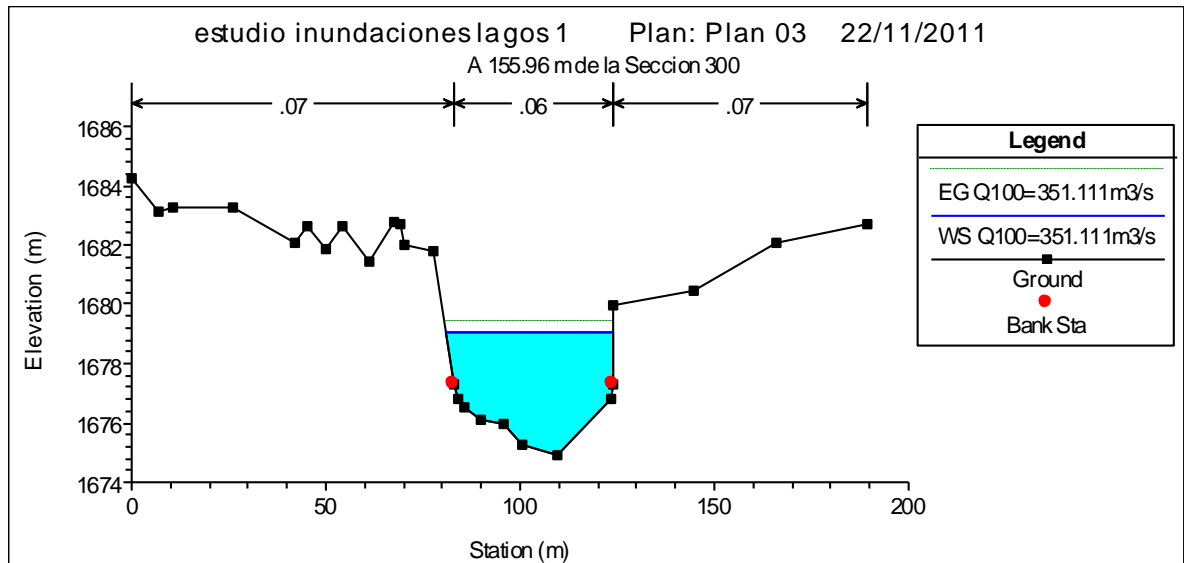


Fig. 6.26 Sección transversal 400 para $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$, Gradiente de 0.00104. Ref. Resultados del HEC-RAS.



Plan: Plan 03 Rio Cauca Puente Variante RS: 400 Profile: Q100=351.111m3/s					
E.G. Elev (m)	1679.38	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.36	Wt. n-Val.	0.070	0.060	0.070
W.S. Elev (m)	1679.02	Reach Len. (m)	27.50	25.99	24.33
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	1.68	130.81	0.23
E.G. Slope (m/m)	0.005542	Area (m2)	1.68	130.81	0.23
Q Total (m3/s)	351.11	Flow (m3/s)	1.33	349.72	0.06
Top Width (m)	42.94	Top Width (m)	1.97	40.70	0.27
Vel Total (m/s)	2.65	Avg. Vel. (m/s)	0.79	2.67	0.28
Max Chl Dpth (m)	4.08	Hydr. Depth (m)	0.85	3.21	0.85
Conv. Total (m3/s)	4716.4	Conv. (m3/s)	17.9	4697.7	0.8
Length Wtd. (m)	26.00	Wetted Per. (m)	2.60	41.35	1.72
Min Ch El (m)	1674.94	Shear (N/m2)	35.00	171.91	7.15
Alpha	1.02	Stream Power (N/m s)	9065.11	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.14	Cum Volume (1000 m3)	4.40	40.44	2.62
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	3.82	10.56	3.01

Tabla 6.23 Sección transversal ST 400 para $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$, Gradiente de 0.00104.
Ref. Resultados del HEC-RAS.

6.4.2.5 Interpretación de resultados

La sección más representativa para este trabajo es la ST 400 ya que ésta se encuentra inmediatamente al lado del barrio Los Lagos de Occidente, y por ello es la más crítica (*Ver Fig.6.4*). Teniendo en cuenta lo anterior, las conclusiones se refieren en gran parte a las secciones ST 400 y ST 300.

Como se observa en la *Fig. 6.26*, que corresponde al resultado del análisis de sensibilidad para la sección 400 en la que se utilizó como condición de frontera en la sección transversal ST 50 aguas abajo, un gradiente hidráulico del 50% menor respecto al encontrado en la calibración y un caudal de creciente $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$, los resultados obtenidos se consideran positivos, ya que la cota del nivel del agua no supera la cota del nivel de las casas; además, este gradiente hidráulico se utilizó como análisis de sensibilidad, para estar del lado más desfavorable desde el punto de vista de niveles de inundación.



En esta sección y con estas condiciones, el agua alcanza a subir 2.31 metros por encima del nivel actual del agua, sin embargo esto NO REPRESENTA UNA AMENAZA PARA LA COMUNIDAD, como se muestra en la Fig. 6.27.

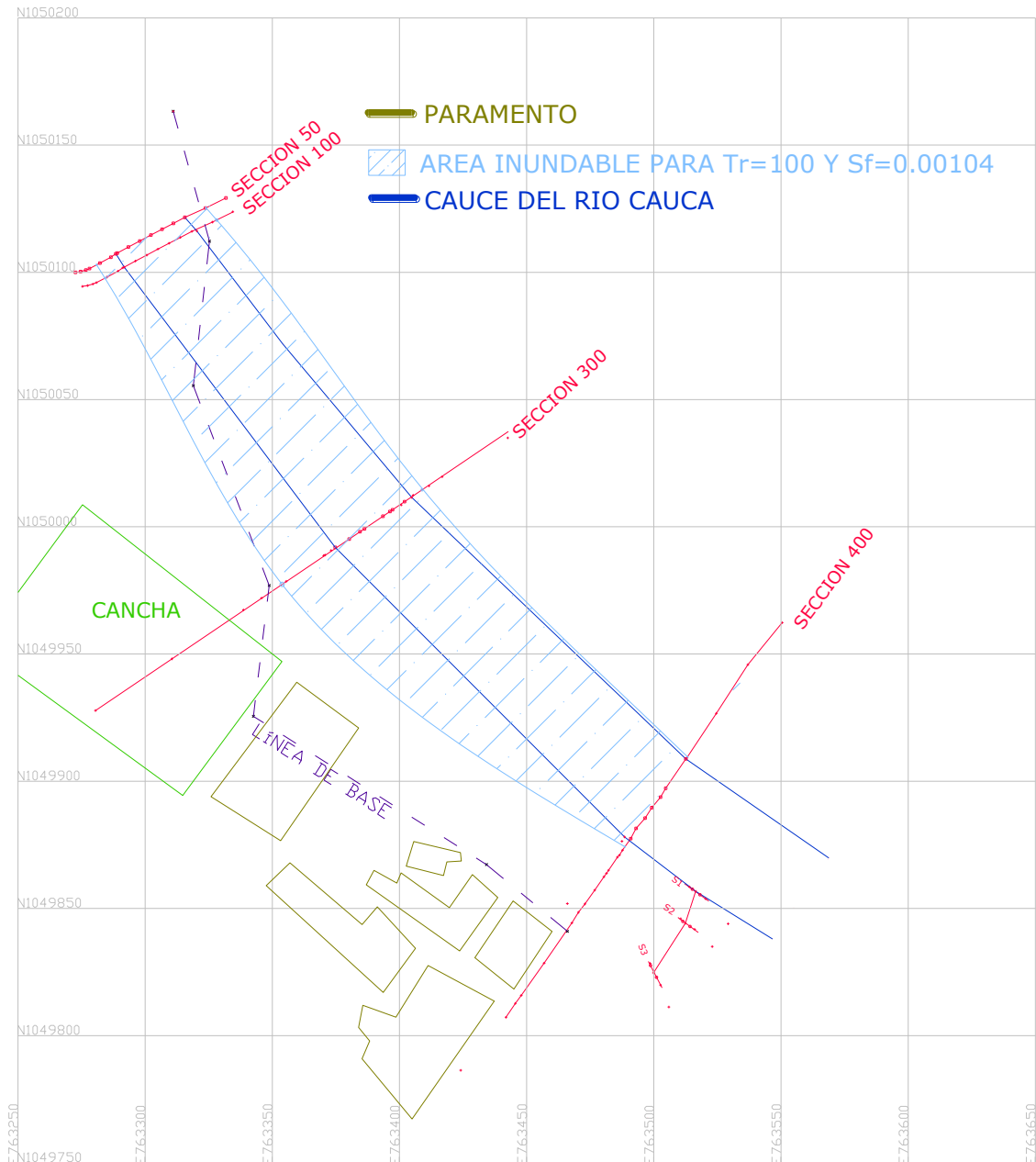


Fig. 6.27 Área inundable para $Q_{100}=351.111 \text{ m}^3/\text{s}$, Gradiente hidráulico de 0.00104.
Ref. Elaboración propia.



En las *Fig.6.21* y *Fig.6.22*, se logra observar que en la sección ST 50 y ST 100, donde está localizado el puente, se puede presentar amenaza de inundación, ya que el agua empieza a salirse a las laderas; no obstante, éste no afecta directamente al barrio Los Lagos de Occidente.

6.4.3 Nomenclatura de las tablas de resultados

En seguida se muestra el significado de cada uno de los parámetros que se incluyeron en las tablas anteriores.

E.G. Elev (m)	Línea de la Gradiente de Energía para un perfil hidráulico dado.
W.S.Elev (m)	Elevación del nivel del agua.
Crit W.S. (m)	Altura crítica. Altura de agua correspondiente a la energía mínima en la curva energía vs. Profundidad.
E.G. Slope (m/m)	Pendiente de la línea de gradiente de energía.
Q Total (m³/s)	Caudal total en una sección transversal.
Top Width (m)	Ancho del canal tomando como referencia la superficie del agua.
Vel Total (m/s)	Velocidad promedio del flujo total de una sección transversal.
Max Chl Dpth (m)	Máxima Profundidad del río.
Conv. Total (m³/s)	Capacidad de Transporte total de la sección transversal.
Length Wtd (m)	Longitud del tramo entre dos secciones transversales.
Min Chl El (m)	Elevación mínima del canal.
Frctn Loss (m)	Pérdida de energía entre dos secciones



C & E Loss (m)	transversales. Pérdidas por contracción y expansión entre dos secciones transversales.
Wt. n-Val	Valor de la rugosidad n de Manning.
Flow Area (m²)	Área de flujo de la sección transversal.
Hydr. Depth (m)	Profundidad hidráulica.
Wetted Per. (m)	Perímetro mojado.
Shear (N/m²)	Tensión cortante.
Stream Power (N/m.s)	Poder Hidráulico.
Cum Volume (1000 m³)	Volumen acumulado de agua, medido desde el extremo final aguas abajo hasta una sección transversal dada.
Cum SA (1000 m²)	Área acumulada de la superficie de agua, medida desde el extremo final aguas abajo hasta una sección transversal dada.

Ref.www.google.com.co/url?sa=t&rct=j&q=L%C3%ADnea+de+la+Gradiente+de+Energ%C3%ADa+para+un+perfil+hidr%C3%A1ulico+dado.&source=web&cd=1&ved=0CBsQFjAA&url.



7. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

En el transcurso de este trabajo social, se presentaron diferentes limitaciones que impidieron el óptimo desempeño del equipo de trabajo y son importantes considerarlas a continuación:

- Levantamiento topo-batimétrico:

La primera limitación que se presentó fue el difícil acceso al río Cauca en el tramo de trabajo, debido a la gran vegetación y las pronunciadas paredes de las laderas en las secciones transversales inicialmente planteadas; es por ésto, que el número de secciones levantadas se disminuyó y se tuvo que extrapolar e interpolar secciones para la modelación hidráulica.

Las aguas caudalosas que presentó el río Cauca en los días de visita de trabajo y la profundidad en las secciones transversales imposibilitó el levantamiento topo-batimétrico; por tal razón, se pidió la colaboración de los Bomberos Voluntarios de Popayán para facilitar esta labor; aun así, la sección transversal ST 200 no fue posible terminarla, puesto que la profundidad del cauce del río, superaba la altura de la persona que llevaba el prisma, por lo que impidió su paso de borde a borde del río; además, la ST 350 planteada inicialmente tampoco fue posible levantarla debido a la difícil topografía del terreno.

El porcentaje de error presentado en la toma topográfica no es significativo para el desarrollo y conclusión de los resultados del trabajo.

- Estudio hidráulico.

Aunque se tomaron las secciones y niveles de la Quebrada la Orquídea (Ver *Fig 6.4*), no se consideró incluirla en la modelación hidráulica, debido a



que los apartes hídricos de esta quebrada son casi nulos, en comparación al caudal que transporta el río Cauca.

Existe incertidumbre en variables como el coeficiente de rugosidad de Manning y gradiente hidráulico por lo que se hizo un análisis de sensibilidad para analizar los resultados.

Este estudio no tiene alcance en la previsión de situaciones impredecibles como avalanchas provocadas por represamiento del río Cauca causados por deslizamiento de sus laderas, originados por terremotos, actividad volcánica, colapso de represas, cambios en el uso de la cuenca, cambios en las condiciones de frontera por factores naturales o antrópicos y otros eventos extremos.



8. CONCLUSIÓN

Como los niveles de creciente, según el estudio realizado, no superan la cota del terreno donde se encuentra el barrio Los Lagos de Occidente, entonces el río Cauca no representa amenaza por inundación para el barrio respecto las condiciones tenidas en cuenta en este estudio.

Puesto que el riesgo es el producto de la amenaza y la vulnerabilidad, para el barrio Los Lagos de Occidente, NO existe riesgo de inundación para un tiempo de retorno de cien años para las condiciones contempladas en este estudio.



9. REFERENCIAS

- GONZALES MUÑOZ, L. 2008. Hidrología. Universidad del Cauca. Popayán.
- HEC –RAS. En <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras-download.html>.
- CHOW V. T. 1982. Hidráulica de los canales abiertos. Editorial Diana. México.
- CHOW V. T., MAIDMENT D. R. AND MAYS L. W. 1988. “Applied Hydrology”. McGraw-Hill, Inc. New York.
- Google Earth.
- MEJÍA, G. 2001. “Aplicabilidad de las ecuaciones del régimen a las corrientes de la zona andina tropical”. Tesis de Maestría, Posgrado en Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia, Medellín.
- UNIVERSIDAD DEL CAUCA. 2006. “Caudal formador en la Cuenca Cauca del Departamento del Cauca”. Artículo y ponencia. XVII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Popayán.
- PROYECTO PLAN DE MOVILIDAD FUTURA SAS. 2010, Universidad del Cauca. Popayán.
- GUEVARA M. E. 2010. Socavación en Puentes. Universidad del Cauca. Popayán.
- GRUPO DE INVESTIGACIÓN EN TRANSPORTE DE SEDIMENTOS. En <http://www.gits.ws/05academico/ficheros/Cap%201718.Aplicaciones%20practicas.pdf>.
- PERÍODO DE RETORNO PARA LA DETERMINACIÓN DEL GASTO MÁXIMO DEDISEÑO EN DIVERSOS TIPOS DE OBRA HIDRÁULICA. En <http://clima.dicym.uson.mx/paglabhidra/ARCHIVOS/DENNIS/Periodos%20de%20Retorno.pdf>.



- CAUCA, COLOMBIA - AMÉRICA DEL SUR. En <http://www.colombiasa.com/departamentos/cauca/cauca.html>.
- ANÁLISIS HIDRAULICO DEL RÍO CHIGUANA. En http://www.google.com.co/url?sa=t&rct=j&q=gradiente+de+energia+para+un+perfil+dado&source=web&cd=1&ved=0CBsQFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.dsplace.espol.edu.ec%2Fbitstream%2F123456789%2F5232%2F25%2F8709.doc&ei=YQjPTqefJNLPgAe9zbS_DQ&usg=AFQjCNGxHVMf5tPTqEKTYt16TAZdypY7Dw
- PROYECTO TWIN LATIN. 2007. Convenio 114 C.R.C-C.V.C. Corporación Autónoma Regional del Cauca. En http://www.crc.gov.co/files/GestionAmbiental/RHidrico/Informe_Final_TWL.pdf



ANEXO A
Valores Máximos Mensuales de Caudales IDEAM

VALORES MAXIMOS MENSUALES DE CAUDALES (m3/seg)

ESTACION : 2601720 JULUMITO

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	* OCTUB	NOVIE	DICIE	VR ANUAL
****	****	****	****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
1964	74.25	68.18	54.91	118.4	32.76	32.04	53.76	82.12	57.04	84.2	44.36	73.04	118.4
1965	59.04	84.6	45.81	62.28	59.68	57.38	59.04	63.98	30.6	57.38	67.38	60.32	84.6
1966	34.5	23.8	71.6	54.5	27	42.7	79	32.6	52.6	32.6	64.4	175.2	175.2
1967	82.4	78.42	114	25.6	30.2	79	65.08	67.03	53	69.12	129	75.5	129.0
1968	52	83.88	76.8	73.6	50.4	71.6	81.3	26.2	24.6	71.9	71.9	48.7	83.9
1969	104.3	70.4	104.3	140.1	91.2	70.4	149.1	79.2	66.19	114.8	81	79.8	149.1
1970	48	105	113	53.6	92	113	84	168	65	294	105	92	294.0
1971	132	98	78	168	48	48	132	92	29	84	48	84	168.0
1972	83	66.5	66.5	89	66.5	178	178	47	51.5	40.1	63.5	77.5	178.0
1973	21	38.5	30.5	34.5	38.5	36.1	72	72	51.5	47	120	83	120.0
1974	77.5	141	170.5	42.5	114	34.5	185.5	51.5	42.5	41.7	89	72	185.5
1975	72	95	83	56.5	72	77.5	95	83	77.5	72	212	255	255.0
1976	74	85.8	110.5	235.2	136.6	169.5	220	74	68.5	42.8	62.9	33.5	235.2
1977	15.9	21.7	25.5	33.5	57.5	79.9	65.7	67.4	74.6	42.3	114.3	85.8	114.3
1978	65.1	39.8	43.9	66.63	64.59	95.72	58.04	125.1	37.8	78.68	97.43	109.2	125.1
1979	64.6	46.4	123.2	84.2	52.2	87.7	105.3	64.1	50.3	74.4	129.8	94	129.8
1980	86.5	98	104	104	66.1	90	90	106.6	64.1	66.1	46.9	61	106.6
1981	80.8	76.6	44.3	84.2	92.9	156.2	94.58	38.2	53.2	121.9	101	68.7	156.2
1982	113.6	85.4	217	142.2	149	78.7	169.5	69.2	77.6	73.4	92.3	67.6	217.0
1983	50.3	92.3	120.6	192	91.6	52.4	102	110.1	48.9	84	94.2	82.7	192.0
1984	90.3	41.1	49.4	112.6	89	171.8	129	63	186.9	157.7	161.3	191	191.0
1985	126.2	59.5	62	88.4	111	98	136.6	79	79	132.4	146.4	165.8	165.8
1986	83.6	98	92	70.2	75	154.8	160.9	73.8	63	96.2	87.2	54	160.9
1987	60	66.6	58	65.4	66.6	87.8	85.4	83.6	67.2	76.5	80	135.2	135.2
1988	49	49.4	78	56	75	129.2	105.6	66.6	43	43	105	105	129.2
1989	57	60	80.4	78	106.2	81	147	34	41	42.2	102.6	145.4	147.0
1990	114.6	90.1	82.7	93.8	133.8	109.8	161	145	32.8	50	50	90.1	161.0
1991	54.8	41	105	40.2	43.2	77.7	92.6	83.9	67.3	32.8	77.7	113	113.0
1992	41	69.2	20.1	53.8	32.8	59.6	137	92.6	29.3	28.6	69.2	169	169.0
1993	90.1	92.6	64.4	86.4	50	85.2	175.4	64.4	72.1	41	76.5	64.4	175.4
1994	45.5	92.6	67.3	102.5	55.8	69.2	153	92.6	49.1	83.9	59.1	86.4	153.0
1995	34.44	74	98.8	61.52	41	44.6	47.3	35.67	56.72	50	52.88	41	98.8
1996	78.6	131.5	157.5	61.9	39.2	45.6	131.1	39.2	29.5	69.2	42	33.2	157.5
1997	95.16	43.33	71.06	31.5	86.7	30.03	92.2	43.68	22.44	38.53	41.96	54.97	95.2
1998	23.9	36.6	48	64.2	91.8	98.7	71.1	48	47.2	66.5	158.5	82.2	158.5
1999	80.2	94	75	50.8	67.5	71.6	85	88.2	61.4	62.6	119.6	127.6	127.6
2000	122.2	84.2	59.3	28.5	84.2	67.5						90.1	122.2
2001	55.2	54.3	53.4	59.7	53.4	88.2	44.8	102.1	56.8	28.8	67.1	67.5	102.1
2002	29.9	38.4	64.2	119.6	54.3	95.9	75.9	104.7	50.8	30.9	43.2	87.8	119.6
2003	15.42	36.48	88.2	74.18	73.32	61.76	81.8	62.58	59.3	50.8	34.24	50.8	88.2
2004	110.8	10.9	24.9	56.8	68.3	103	77.6	106	33.9	56.4	114.8	109.9	114.8
2005	36.8	80.6	62.6	138.2	49	50.8	51.2	56.6	60.6	129.6	97.3	88.4	138.2
2006	39.08	37.07	81.43	141	76.25	82.66	96.05	52.62	45.9	73.09	80.2	72.69	141.0
MEDIOS	68.01	69.32	80.04	83.62	71.07	84.06	106.58	74.69	55.51	72.22	88.12	93.12	78.9
MAXIMOS	132	141	217	235.2	149	178	220	168	186.9	294	212	255	294.0
MINIMOS	15.42	10.9	20.1	25.6	27	30.03	44.8	26.2	22.44	28.6	34.24	33.2	10.9

Ref. PROYECTO PLAN DE MOVILIDAD FUTURA SAS - UNIVERSIDAD DEL CAUCA - 2010