

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

**PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA LA MITIGACIÓN DE
RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTÓN CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO
DEL RÍO CHILANGUERA**

PRESENTADO POR:

CRUZ ALFARO JAVIER ENRIQUE
HERNANDEZ PARADA EDGAR ALCIDES
QUINTEROS ARIAS CARLOS MAURICIO

PARA OPTAR AL TÍTULO:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA ORIENTAL, MARZO DE 2010

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

AUTORIDADES

ING. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

RECTOR

ARQ. MIGUEL ANGEL PÉREZ RAMOS

VICE-RECTOR ACADÉMICO

MSC. OSCAR NOÉ NAVARRETE

VICE-RECTOR ADMINISTRATIVO

LIC. DUGLAS VLADIMIR ALFARO SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

AUTORIDADES

ING. ANA YUDITH GUATEMALA DE CASTRO

DECANO

ING. JORGE ALBERTO RUGAMAS RAMÍRES

SECRETARIO GENERAL

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

AUTORIDADES

ING. UVIN EDGARDO ZUNIGA

JEFE DEL DEPARTAMENTO

ING. MILAGRO DE MARIA ROMERO

COORDINADORA GENERAL DE PROCESOS DE GRADO

ING. LUIS CLAYTON MARTINEZ

DOCENTE DIRECTOR

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE ORIENTE
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**



Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

**PROPUESTA DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA LA MITIGACIÓN DE
RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTÓN CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL
RÍO CHILANGUERA**

Presentado Por:

**CRUZ ALFARO JAVIER ENRIQUE
HERNANDEZ PARADA EDGAR ALCIDES
QUINTEROS ARIAS CARLOS MAURICIO**

Para Optar Al Título De:

INGENIERO CIVIL

Trabajo De Graduación Aprobado Por:

Coordinador De Procesos De Graduación:
ING. MILAGRO DE MARÍA ROMERO

Docente Director de Trabajo de Graduación:
ING. LUIS CLAYTON MARTINEZ.

San Miguel, Marzo 2010, El Salvador, Centro América.

TRABAJO DE GRADUACIÓN APROBADO POR

Docente Director:

ING. LUIS CLAYTON MARTINEZ.

Coordinador De Procesos De Graduación:

ING. MILAGRO DE MARÍA ROMERO

DEDICATORIA, A NUESTRAS

FAMILIAS, POR SU AMOR Y

ABNEGACIÓN.

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a todas aquellas personas que de forma directa o indirecta contribuyeron para la realización de nuestro trabajo de graduación.

Universidad de El Salvador: por la oportunidad que nos dio para podernos formar profesionalmente.

A Docente Director: Ing. Luis Clayton Martínez, por orientarnos y brindarnos sus conocimientos en el transcurso del trabajo de graduación.

A todos los docentes: que participaron de nuestra formación, gracias por compartir con nosotros sus conocimientos.

Al Servicio Nacional de Estudios Territoriales: por la información proporcionada de sus estaciones Hidrometeorológicas.

A Maccaferri El Salvador: por la colaboración que nos brindaron.

Javier Cruz, Edgar Hernández y Carlos Quinteros.

DEDICATORIA

Al terminar esta tan importante etapa en mi vida y al inicio de una nueva, agradezco de todo corazón a:

Dios todo Poderoso y a la Virgen María: por brindarme la sabiduría y el entendimiento que me ayudaron a cumplir esta meta, por darme la iluminación durante todos estos años de estudio, por ser mi refugio y fortaleza.

A mis Padres: por todo el apoyo brindado, por todas aquellas palabras de aliento y de superación que me dieron, por estar siempre pendientes de mí, por inculcarme siempre el hábito de estudio y superación. Los amo con todo mi corazón.

A la memoria de Abuelo: José León Alfaro, por ser un hombre ejemplo en mi familia por sus palabras de apoyo, siempre lo llevaré en mi corazón.

A mis dos Abuelitas: María Isabel y Balbina, por las muestras de su cariño y amor.

A mis Hermanos(as): por el apoyo que siempre me brindaron, los quiero mucho.

A mis Tíos y Tías: por el apoyo, confianza y buenos consejos que me dieron en el transcurso de mis estudios.

A mis Primos y Primas: por su cariño, amistad, palabras de aliento y buenos consejos que me ayudaron a seguir adelante.

A mis Sobrinos(a): Brian Eduardo, Daniella Sthefany, Jason Ariel y Carlos Daniel por su cariño y por ser tan buenos niños, los quiero mucho.

A mis Compañeros de Tesis: Edgar y Carlos, por realizar este trabajo junto a ellos, y por todos los malos y buenos momentos que pasamos en los años de estudio.

A mis Amigos y Amigas: que me brindaron su apoyo, su amistad incondicional sus palabras de aliento y consuelo, por estar siempre allí disponibles ante cualquier situación, especialmente a todos mis amigos y amigas de Ingeniería Civil y de Arquitectura.

Javier Enrique Cruz.

DEDICATORIA

Dedico Este Triunfo:

A Dios Todo Poderoso: Por guiarme e iluminarme a lo largo de mi formación Académica y por escuchar mis suplicas en los momentos más difíciles y haberme permitido alcanzar la meta que me propuse.

A mi Madre: María Elena Parada, por su Amor, entendimiento, abnegación, ayuda y apoyo para que pudiera realizar esta meta tan importante en mi vida y sobre todo Gracias por sus Plegarias y Oraciones.

A la memoria de mi Padre: Víctor Hernández, porque aunque no este con migo se sienta orgulloso por este logro.

A mi Novia: Larissa por el apoyado brindado, por su ayudada en todo momento de dificulta, por esas palabras de aliento cuando más lo necesitaba.

A mi Abuelo: Gregorio Bernal, por el apoyo y consejos brindados desde mi infancia y hasta la actualidad.

A mis Hermanos: Víctor, Henry y Lisseth Hernández, por ser amigos, aconsejarme y apoyarme. Muchas Gracias.

A mis Tías: Josefa y Maudalena Parada, por brindarme todo el apoyo que recibí en el transcurso de la carrera y el trabajo de Graduación.

A mis Amigos y Amigas: que me brindaron su apoyo, su amistad incondicional sus palabras de aliento y consuelo, por estar siempre allí disponibles ante cualquier situación; sobre todo a Salomón, Mauricio y Silvia.

A mis Compañeros de Tesis: Javier y Carlos, por realizar este trabajo junto a ellos, y por todos los malos y buenos momentos que pasamos en los años de estudio.

Edgar Alcides Hernández Parada.

DEDICATORIA

A Dios: Por darme la vida e iluminar mi camino dándome fortaleza para no desistir al enfrentar los momentos más difíciles y así permitirme lograr esta meta tan importante.

A Mis Padres:

José Carlos Quinteros, por ser un padre excepcional y brindarme su apoyo incondicional en todo momento, agradezco su sacrificio y entrega.

Ana Marlene Arias (Q. E. P. D.), por haber sido un ejemplo para mi vida, al enseñarme a luchar por lo que queremos sin desistir ante cualquier obstáculo que se nos presente, agradezco su sacrificio y entrega.

A Mis Hermanos: Santana, Miguel y Sandra. Por brindarme su apoyo en todo momento.

A Mi Esposa Iris: por motivarme siempre a alcanzar mis metas y sobre todo por su amor, comprensión y apoyo en los momentos más difíciles.

A Mis Abuelos: Felipe Quinteros, María Elena, Rosa Salmerón y José Arias (Q. E. P. D.). Por su apoyo y comprensión.

A Mis Tíos y Tías: por el apoyo y confianza que me dieron en el transcurso de mi carrera, en especial a: Julio Arias, Cecilia Arias, Miguel Quinteros, Juan Alberto, José Arias, Elena Quinteros.

A Mis Compañeros De Tesis: Edgar Alcides y Javier Enrique, por haber sido un excelente equipo de trabajo.

Y demás familiares, compañeros, docentes y amigos.

Carlos Mauricio Quinteros Arias.

ÍNDICE

CONTENIDO **PAGINA.**

CAPITULO I: ANTEPROYECTO.

1.1 Introducción -----	2
1.2 Planteamiento del Problema -----	4
1.3 Justificación -----	6
1.4 Objetivos-----	8
1.5 Alcances y Limitaciones-----	9
1.6 Metodología de la Investigación -----	11

CAPITULO II: MARCO HISTÓRICO Y NORMATIVO.

2.1 Antecedentes del Área de Estudio -----	14
2.1.1 Evolución Histórica del Cantón Chilanguera-----	14
2.1.2 Ubicación Geográfica -----	18
2.2 Condiciones de la Cuenca en Estudio -----	21
2.3 Marco Normativo-----	24

CAPITULO III: MARCO TEÓRICO.

3.1 Geología Local-----	37
3.2 Erosión -----	38
3.3 Sedimentación -----	39
3.4 Cobertura Vegetal -----	41
3.4.1 Capacidad de Uso del Suelo-----	43
3.5 Hidrología -----	46
3.5.1 Ciclo Hidrológico-----	46
3.5.2 Cuencas -----	47
3.5.2.1 Manejo de Cuencas-----	48
3.5.2.2 Cuenca Hidrográfica -----	50
3.5.2.3 Trabajando con enfoques y criterios de cuencas hidrográficas----	51
3.5.2.4 Beneficios y ventajas de trabajar con enfoque de cuencas hidrográficas ---	55

3.5.2.5 Patrón de drenaje de las cuencas-----	57
3.5.2.6 Morfología de las cuencas -----	58
3.5.2.7 Características físicas de una cuenca -----	59
3.5.3 Precipitación -----	66
3.5.4 Análisis de máximas avenidas -----	68
3.5.5 Métodos para la determinación del caudal máximo -----	73
3.6 Estudio hidráulico-----	83
3.6.1 Elementos Geométricos de una Sección de Canal -----	84
3.6.2 Análisis Para Flujo Uniforme-----	86

CAPITULO IV: DIAGNOSTICO.

4.0 Diagnóstico-----	93
4.1 Localización y Descripción del Sitio -----	93
4.2 Metodología Para la Localización y Clasificación de las Zonas Críticas del Área de Estudio-----	102
4.3 Topografía de los Sectores Críticos del Área de Estudio -----	112
4.4 Estudio Hidrológico-----	113
4.4.1 Memoria de Cálculo del Estudio Hidrológico -----	114
4.5 Estudio Hidráulico-----	156
4.6 Memoria de Cálculo de Estudio Hidráulico -----	157
4.7 Análisis para Condición de Flujo Crítico -----	158
4.8 Análisis para Condición de Flujo Normal -----	161

CAPITULO V: MODELIZACIÓN DEL RIO UTILIZANDO EL SOFTWARE

HEC-RAS 4.0

5.1 ¿Qué es HEC-RAS 4.0?-----	168
5.2 Creación de un Proyecto Nuevo-----	169
5.2.1 Cambiar el sistema de unidades-----	169
5.3 Introducción los datos geométricos -----	170
5.3.1 Crear el tramo -----	170
5.3.2 Introducción de los datos de secciones transversales-----	172
5.3.3 Interpolación de las Secciones transversales-----	174

5.4 Introducción de los datos hidráulicos (flujo permanente) -----	176
5.4.1 Introducción de las condiciones de contorno -----	177
5.5 Crear un plan y ejecutar una simulación (Flujo permanente) -----	178
5.6 Resultados -----	179
5.6.1 Secciones Transversales -----	180
5.6.2 Dibujo de perspectiva -----	182

CAPITULO VI: PROPUESTA DE OBRAS DE PROTECCION.

6.1 Control de Inundaciones-----	188
6.2 Medidas comúnmente aceptadas para el control de inundaciones -----	189
6.2.1 Zonificación de las planicies de inundación -----	189
6.2.2 Manejo de terrenos -----	190
6.2.3 Instalación de sistemas de alarma y previsión-----	192
6.2.4 Evacuación de las zonas de inundación -----	192
6.2.5 Mejoramiento y rectificación del cauce -----	193
6.3 Obras hidráulicas -----	196
6.3.1 Cauces de alivio para avenidas -----	196
6.3.2 Vasos de almacenamiento o embalses retardadores -----	198
6.3.3 Bordas y muros de encauzamiento -----	203
6.4 Criterios de selección del tipo de obra de acuerdo a la zona crítica de inundación ---	230
6.4.1 Criterios para el desarrollo de proyectos de ingeniería en la prevención de inundaciones-----	231
6.5 Selección del Tipo de Estructura de Contención-----	236
6.6 Gaviones Para Proyectos Hidráulicos -----	240
6.6.1 Antecedentes -----	240
6.6.2 Tipos de Gaviones -----	240
6.7 Estructura Proyectada-----	246
6.7.1 Obra en el Cauce de Río -----	247
6.7.2 Obra en los Márgenes del Río -----	247
6.7.3 Especificaciones Técnicas Para Gaviones -----	247

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1 Conclusiones -----	252
7.2 Recomendaciones -----	253

ÍNDICE DE CUADROS

CONTENIDO	PAGINA.
Cuadro 2.1: Etapas en el proceso de cultivo del marañón -----	15
Cuadro 2.2: Precipitación registrada para diferentes huracanes-----	18
Cuadro 2.3: Caseríos del Cantón Chilanguera -----	19
Cuadro 2.4: Población por caseríos en riesgo del Cantón Chilanguera -----	20
Cuadro 3.1: Categoría de suelos según su uso -----	43
Cuadro 3.2: Procedimiento para delimitar una cuenca -----	53
Cuadro 3.3: Enfoque de manejo de cuencas -----	54
Cuadro3.4: Coeficientes de Escorrentía para diferentes Tipos de Pendiente-----	78
Cuadro 3.5: Elementos Geométricos de Secciones de Canal-----	88
Cuadro 3.6: Valores de Rugosidad de Ríos en cursos Naturales-----	91
Cuadro 4.1: Descripción de Comunidades Colindantes al Río Grande-----	96
Cuadro 4.2: Cubierta Vegetal y Tipo de Sedimento -----	99
Cuadro 4.3: Problemática y Causas que lo Originan -----	100
Cuadro 4.4: Selección De Comunidades -----	101
Cuadro 4.5: Porcentaje de importancia para los parámetros de Selección de zonas criticas -----	103
Cuadro 4.6: Grado de Socavación de Taludes -----	105
Cuadro 4.7: Altura de Taludes -----	105
Cuadro 4.8: Inclinación del Taludes-----	105
Cuadro 4.9: Inundación -----	106
Cuadro 4.10: Ubicación de las Viviendas -----	106
Cuadro 4.11: Deposito de Ripio y Basura-----	106
Cuadro 4.12: Cubierta Vegetal-----	107
Cuadro 4.13: Tipo de Sedimento -----	107
Cuadro 4.14: Ponderación para zonas criticas para el Cantón Chilanguera -----	108

Cuadro 4.15: Ponderación aplicando los porcentajes para la determinación de zonas críticas en el Cantón Chilanguera-----	109
Cuadro 4.16: Evaluación de Comunidades de Acuerdo al Riesgo-----	110
Cuadro 4.17: Clasificación de las Comunidades de Acuerdo al Riesgo Presentado ----	110
Cuadro 4.18: Determinación de caudales de diseño, basándose en el tamaño de la cuenca-----	114
Cuadro 4.19: Longitud de Curvas de nivel Caserío Hacienda Nueva -----	119
Cuadro 4.20: Longitud de Curvas de nivel Puente en caserío Hacienda Nueva -----	119
Cuadro 4.21: Longitud de Curvas de nivel Caserío Hacienda Vieja -----	120
Cuadro 4.22: Tabulación para el cálculo de la Em. Hacienda Nueva -----	123
Cuadro 4.23: Tabulación para el cálculo de la Em. Puente en caserío Hacienda Nueva -----	123
Cuadro 4.24: Tabulación para el cálculo de la Em. Hacienda Vieja -----	124
Cuadro 4.25: Tabulación para la Curva Hipsométrica Hacienda Nueva-----	125
Cuadro 4.26: Tabulación para la Curva Hipsométrica Puente en caserío Hacienda Nueva -----	126
Cuadro 4.27: Tabulación para la Curva Hipsométrica caserío Hacienda Vieja-----	127
Cuadro 4.28: Criterios de Diseño Generalizado Para Estructuras de Control de Agua-----	130
Cuadro 4.29: Intensidad de Precipitación Máxima Anual (Absoluta)-----	134
Cuadro 4.30: frecuencia empírica y ordenamiento de intensidades para los caseríos críticos a inundación del Cantón Chilanguera-----	135
Cuadro 4.31: Intensidad – Duración para un periodo de 50 años-----	137
Cuadro 4.32: Calculo de la Pendiente para la Sub-Cuenca Hacienda Nueva -----	145
Cuadro 4.33: Calculo de la Pendiente para la Sub-Cuenca Puente en caserío Hacienda Nueva -----	145
Cuadro 4.34: Calculo de la Pendiente para la Sub-Cuenca Hacienda Vieja-----	145
Cuadro 4.35: Caudal Máximo para la Sub-Cuenca Hacienda Nueva -----	146
Cuadro 4.36: Caudal Máximo para la Sub-Cuenca Puente en caserío Hacienda Nueva -----	146
Cuadro 4.37: Caudal Máximo para la Sub-Cuenca Hacienda Vieja-----	147

Cuadro 4.38: Calculo de Caudales para los diferentes tiempo e intensidades de la Sub-Cuenca Hacienda Nueva-----	151
Cuadro 4.39: Calculo de Caudales para los diferentes tiempo e intensidades de la Sub-Cuenca Puenteen caserío Hacienda Nueva-----	151
Cuadro 4.40: Calculo de Caudales para los diferentes tiempo e intensidades de la Sub-Cuenca Hacienda Vieja -----	152
Cuadro 4.41: Caudales obtenidos por el método de las Isócronas y el Hidrograma Unitario-----	156
Cuadro 4.42: Cuadro Resumen de Alturas; Reales, Críticas y Normales. Para un periodo de Retorno de 50 años en Hacienda Nueva-----	164
Cuadro 4.43: Cuadro Resumen de Alturas; Reales, Críticas y Normales. Para un periodo de Retorno de 50 años en Puente en caserío Hacienda Nueva-----	164
Cuadro 4.44: Cuadro Resumen de Alturas; Reales, Críticas y Normales. Para un periodo de Retorno de 50 años en Hacienda Vieja -----	165
Cuadro 5.1: Resumen de secciones eficientes e ineficientes según Hec-Ras 4.0-----	181
Cuadro 6.1: Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido -----	211
Cuadro 6.2. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible -----	215
Cuadro 6.3. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada -----	217
Cuadro 6.4. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada-----	220
Cuadro 6.5. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada -----	224
Cuadro 6.6: Capacidad para Soportar Deflexión -----	237
Cuadro 6.7: Fundación Profunda -----	237
Cuadro 6.8: Interacción con la Fauna -----	237
Cuadro 6.9: Interacción con la Flora -----	237
Cuadro 6.10: Mano de Obra Calificada-----	238
Cuadro 6.11: Efectos en el Nivel Freático-----	238
Cuadro 6.12: Sustitución y Estabilización de Suelo -----	238
Cuadro 6.13: Velocidad de Flujo -----	238
Cuadro 6.14: Costos Unitarios -----	238
Cuadro 6.15: Puntuación para la selección del tipo de estructura-----	239
Cuadro 6.16: Dimensiones Estándar de Gaviones Tipo Colchón Reno-----	242
Cuadro 6.17: Dimensiones estándar de los Gaviones tipo Caja-----	245

ÍNDICE DE DIAGRAMAS.

CONTENIDO	PAGINA.
Diagrama 2.1: El problema, causa y efectos de los desastres -----	33

ÍNDICE DE FIGURAS

CONTENIDO	PAGINA.
Figura 3.1: Ciclo Hidrológico -----	47
Figura 3.2: Cuenca Hidrográfica-----	51
Figura 3.3: Agua Recurso Integrador y Estratégico -----	55
Figura 3.4: Patrones típicos de drenaje de una cuenca -----	58
Figura 3.5: Cuenca Endorreica y Exorreica -----	59
Figura 3.6: Orden de las corrientes -----	61
Figura 3.7: Curva hipsométrica -----	64
Figura 3.8: Pluviómetro y Pluviógrafo-----	67
Figura 3.9: Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia I.D.F-----	68
Figura 3.10: Representación básica del Método Racional -----	75
Figura 3.11: Hidrograma Unitario -----	79
Figura 3.12: Hidrograma unitario triangular equivalente -----	81
Figura 6.1: Áreas inundables alrededor del volcán de Usulután -----	190
Figura 6.2: Flujo en el cauce de alivio durante una inundación-----	197
Figura 6.3: Esquemmatización del vaso de almacenamiento -----	199
Figura 6.4: Sección típica de borda-----	204
Figura 6.5: Formas típicas de muros rígidos -----	207
Figura 6.6: Tipos de muros reforzados-----	209
Figura 6.7: Esquema de figuras enterradas -----	221
Figura 6.8: Distribución de bordas en ambos márgenes del rio -----	225
Figura 6.9: Distribución de bordas para protección de intereses particulares -----	226
Figura 6.10: Drenaje Interior de áreas bordeadas -----	227
Figura 6.11: Sobreelevación en las bordas -----	229
Figura 6.12: Elementos constituyentes de los Colchones Reno -----	241

Figura 6.13: Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja-----	244
---	-----

ÍNDICE DE FOTOGRAFIAS

CONTENIDO	PAGINA.
Fotografía 1.1: Desbordamiento del río Chilanguera durante la tormenta tropical Mitch-----	4
Fotografía 3.1: Se observa la erosión en algunos sectores del área de estudio-----	39
Fotografía 3.2: Depósito de Sedimentos en el Río Chilanguera -----	40
Fotografía 3.3: Imagen satelital de cobertura vegetal -----	42
Fotografía 6.1: Plantación de árboles en la parte alta de una cuenca-----	191
Fotografía 6.2: Evacuación de personas, previo al desbordamiento del Río Grande en Jujuy, Argentina -----	193
Fotografía 6.3: Pala mecánica utilizada para el dragado de troncos del cauce del río Oria en Beasain, España -----	194
Fotografía 6.4: Pala mecánica utilizada para la rectificación del cauce de un río -----	195
Fotografía 6.5: Muro de concreto sin refuerzo -----	210
Fotografía 6.6: Muro de llantas, ejemplo de muro flexible-----	212
Fotografía 6.7: Esquema de un muro de gaviones -----	213
Fotografía 6.8: Esquema general de los muros criba -----	214
Fotografía 6.9: Muro de piedras -----	215
Fotografía 6.10: Estructuras de tierra reforzada -----	216
Fotografía 6.11: Esquema de estructuras ancladas-----	218
Fotografía 6.12: Detalle de método Soil Nailing-----	219
Fotografía 6.13: Esquema terminado de Soil nailing -----	219
Fotografía 6.14: Pilotes -----	222
Fotografía 6.15: Esquema del planteamiento de una pila como muro de contención----	223
Fotografía 6.16: Canalización en Colchones Reno -----	243
Fotografía 6.17: Integración Ambiental -----	243
Fotografía 6.18: Río Felia – Italia -----	243
Fotografía 6.19: Río Maroglio – Italia-----	243
Fotografía 6.20: Colocación de colchones Reno. En presencia de agua -----	243

Fotografía 6.21: Detalle constructivo de obra con Gaviones Caja-----	246
Fotografía 6.22: Prueba de carga Realizada por Maccaferri-----	246
Fotografía 6.23: Bolivia - Detalle de la Característica de ser autodrenante -----	246
Fotografía 6.24: Gavión caja siendo Traslado con grúa-----	246

ÍNDICE DE GRAFICOS

CONTENIDO	PAGINA.
Grafico 2.1: Porcentaje poblacional por caseríos-----	21
Grafico 4.1: Grafica para la Elevación Media Hacienda Nueva-----	128
Grafico 4.2: Grafica para la Elevación Media Puente en caserío Hacienda Nueva-----	128
Grafico 4.3: Grafica para la Elevación Media Hacienda Vieja-----	129
Grafico 4.4: Gráfico correspondiente a las curvas I.D.F -----	136
Grafico 4.5: Gráfico Correspondiente a la Intensidad de Diseño (50 años). Punto de interés “Hacienda Nueva” -----	138
Grafico 4.6: Gráfico Correspondiente a la Intensidad de Diseño (50 años). Punto de interés “Hacienda Puente caserío en caserío Hacienda Nueva” -----	139
Grafico 4.7: Gráfico Correspondiente a la Intensidad de Diseño (50 años). Punto de interés “Hacienda Vieja” -----	140
Grafico 4.8: Hidrograma Unitario caserío Hacienda Nueva -----	153
Grafico 4.9: Hidrograma Unitario Puente en caserío Hacienda Nueva -----	154
Grafico 4.10: Hidrograma Unitario caserío Hacienda Vieja-----	155

ÍNDICE DE MAPAS

CONTENIDO	PAGINA.
Mapa 2.1: Microlocalización del cantón de Chilanguera -----	19
Mapa 2.2: Parte Aguas y Corrientes Rio Chilanguera-----	23
Mapa 3.1: Mapa geológico del Cantón Chilanguera -----	38
Mapa 3.2: Uso de suelos de la Sub-Cuenca del Rio Chilanguera-----	44
Mapa 3.3: Uso de suelos según categoría de uso -----	45
Mapa 4.1: Parte-Aguas y corrientes principales del Rio Chilanguera -----	116

INDICE DE ANEXOS

Fuentes consultadas: Tesis, Libros, Memorias y Sitios Web.

Anexo 1: Planimetría, curvas de nivel, área entre curvas, parte-aguas, corrientes principales y secundarias.

Anexo 2: Curvas Isócronas y cuadrícula de Hortón.

Anexo 3: Áreas de Inundación, Secciones Transversales del Rio Chilanguera.

Anexo 4: Propuestas Para la prevención de Inundaciones y sus respectivas secciones.

Anexo 5: Secciones transversales del rio Chilanguera. (Utilizadas para uso de software HEC-RAS 4.0).

Anexo 6: Proceso Constructivo de Colchón Reno y Gavión Caja.

Anexo 7: Especificaciones Técnicas para El Diseño de Muro de Gavión.

Capítulo I

Anteproyecto

1.1 Introducción

El Río Chilanguera, se encuentra ubicado al sur de la ciudad de San Miguel y tiene un área de captación de 37.45 km² aproximadamente. Aguas abajo de la cuenca del río Chilanguera se encuentran la mayoría de caseríos del cantón Chilanguera. Este es el encargado de proporcionar agua para las actividades básicas en las zonas aledañas del río.

Debido a la necesidad del desarrollo Rural en la zona, se generó una tala indiscriminada de árboles, incorporándose de manera rápida e inevitable el aumento del área deforestada al generarse la construcción de más viviendas, las alteraciones causadas en el suelo debido al uso inadecuado del mismo ha venido formando sectores de inundación en sitios aguas abajo donde precisamente se encuentra los caseríos en riesgo (Hacienda Vieja y Hacienda Nueva).

Con el creciente aumento poblacional han aumentado las personas en las zonas vulnerables, surgen problemas mucho más graves que tenderán a generalizarse con las consecuentes pérdidas humanas, económicas y de bienes. Entre los acontecimientos más recientes que han provocado graves daños en las zonas críticas susceptibles a inundaciones en el cantón Chilanguera, basta mencionar las recientes Inundaciones del invierno de: 29 de octubre 1998 con el Huracán Mitch el cual devastó las comunidades destruyendo gran parte de las mismas y generando muchas pérdidas humanas, 19 de Mayo de 2005 con el Huracán Adrián, 04 de octubre de 2005 con el Huracán Stan.

Este estudio, presenta propuestas de obras hidráulicas para los problemas generados por el desbordamiento del río Chilanguera en el tramo comprendido entre los caseríos; Hacienda Vieja y Hacienda Nueva, que se consideran dentro del radio rural en la rivera del río Chilanguera.

El presente documento contiene siete capítulos, de los cuales el primero se denomina “Anteproyecto”, que contiene básicamente los objetivos que se pretenden lograr con el desarrollo de esta investigación, además contiene los alcances que se conseguirán y las limitaciones que se tuvieron que superar para terminar el trabajo.

En el capítulo dos denominado “Marco Histórico y Normativo”, contiene los antecedentes, evolución y ubicación del área en estudio y se enmarcan las leyes que tienen relación con la realización de la propuesta; en el capítulo tres llamado “Marco Teórico”, se describen todos aquellos conceptos y apartados que están involucrados en la realización de la investigación.

El capítulo cuatro “Diagnostico”, contiene todos aquellos estudios que se realizaron tanto topográficos, hidrológicos e hidráulicos con sus respectivas memorias de cálculo, así como también los diferentes análisis de condiciones de flujos.

En el capítulo cinco “Modelización del río utilizando el Software Hec-Ras 4.0”, se presenta una simulación del río, y la presentación de los resultados de aquellas secciones ineficientes que no logran desalojar el caudal.

En el capítulo seis “Propuesta de Obras de Protección”, contiene la debidas obras de protección para contrarrestar los riesgos a los que están sujetos los pobladores de la localidad de Chilanguera, y por último el capítulo siete llamado “Conclusiones y Recomendaciones”, se enumeran las conclusiones a las que se llegó después de finalizada la investigación y las recomendaciones a seguir en próximos estudios relacionados con este tipo de investigación.

1.2 Planteamiento del problema.

El cantón Chilanguera jurisdicción de Chirilagua, San Miguel posee zonas vulnerables a inundaciones causadas por el desbordamiento del río Chilanguera, que cada año durante la época de invierno afecta a los pobladores que tienen sus viviendas en las cercanías del río y que en la mayoría de los casos son de escasos recursos, este daño se hace más adverso cuando se presentan tormentas tropicales y huracanes, debido a la alarmante fragilidad que tienen dichas familias respecto este tipo de fenómenos naturales.

Fotografía 1.1: Desbordamiento del Río Chilanguera durante la tormenta tropical Mitch.



Fuente: Periódico El Diario de Hoy. Octubre 1998.

La falta de obras de protección que ayuden a minimizar los prejuicios que produce el río Chilanguera, hace que los pobladores cada año vivan con el temor de que en el invierno este río se desborde inundando sus hogares, en esta época los habitantes del sector no duermen ya que pasan vigilando el estado del río a la espera a que deje de llover para no tener que evacuar sus hogares, en caso contrario tienen que desalojar sus viviendas llevando con ellos sus pertenencias cuando tienen tiempo.

Con el paso del Huracán Mitch, los daños en el cantón Chilanguera fueron los más grandes registrados en el país, puesto que se perdieron muchas vidas humanas, después de esta catástrofe el gobierno con la ayuda de ONG's trato de prevenir futuras inundaciones

en el lugar, construyendo una especie de bordas provisionales en la ribera del río, que se encuentran actualmente dañadas debido a la socavación que sufre cada año en la época de invierno principalmente, además implementaron un sistema de alarma de alerta temprana que funcionó por algunos años pero hoy en día ya no existe.

Las inundaciones se dan no solo por las fuertes precipitaciones sino también incluyen otros factores como la escorrentía, topografía del lugar, cauce del río, sedimentación, deforestación, uso del suelo y todo esto combinado con la inexistencia de una serie de programas eficaces para la prevención de desastres naturales.

1.3 Justificación

El desarrollo de una sociedad está íntimamente relacionado con el bienestar social que presenta la población; todo esto unido al trabajo familiar y muy especialmente a la seguridad en el hogar, es decir, el nivel existente de vulnerabilidad; por consiguiente, una familia con óptimas condiciones de vida, tendrá mayores oportunidades de hacer realidad los objetivos que se hayan planteado.

En El Salvador han ocurrido desastres naturales como el Huracán Mitch (1998) que puso nuevamente en evidencia la vulnerabilidad económica, social y ambiental de nuestro país y particularmente de la población con escasos recursos económicos, entre la que se contó la mayoría de las víctimas.

“De acuerdo con información del COEN, de las 240 víctimas mortales del huracán, se identificaron en los departamentos de San Miguel 157, Ahuachapán 31, Usulután 23, La Unión 10, Sonsonate 7, La Libertad 6, San Salvador 5 y Chalatenango 1. De las 157 muertes informadas en el departamento de San Miguel, 156 sucedieron en el municipio de Chirilagua, sobre la cuenca del río Grande de San Miguel”.

“Según el informe preliminar de la CEPAL (Comisión Económica para América Latina y el Caribe), aproximadamente 1,400 personas deberían ser reubicadas debido a la pérdida total de sus medios de vida; de ellas unas mil residían en el cantón de Chilanguera, Chirilagua, departamento de San Miguel.”¹

Por tanto, es evidente que los habitantes del cantón Chilanguera, necesitan propuestas técnicas de mitigación de inundaciones, ya que según fuentes especializadas en desastres naturales, dicho cantón del municipio de Chirilagua, fue la zona más azotada del oriente del país; durante la Tormenta Tropical Mitch; dejando un total de 88 muertos, 7 personas desaparecidas y muchos hogares destruidos debido a grandes inundaciones provocadas por el desbordamiento del río Chilanguera, pues en el cantón no existen obras

¹Documento: La tormenta tropical Mitch en El Salvador: Efectos, respuesta y análisis de las experiencias, Organización Panamericana de la Salud

hidráulicas de protección que ayuden a mitigar tales daños cuando se presentan fenómenos naturales de gran magnitud.

La propuesta de obras hidráulicas para la mitigación de riesgos en zonas vulnerables a inundaciones en el cantón Chilanguera causadas por el desbordamiento del río Chilanguera en las zonas vulnerables a inundaciones, es una herramienta necesaria para que puedan llevarse a cabo proyectos con las obras hidráulicas de protección propuestas en el estudio para prevenir daños como los ocurridos en eventos anteriores por la falta de tales obras, y así transformar una zona de desastres en un lugar con menos riesgos en donde vivir, brindando una estabilidad social que dejará atrás el temor con el que vive la población del cantón Chilanguera.

1.4 Objetivos.

Objetivo general:

- ❖ Elaborar una propuesta de obras hidráulicas para la mitigación de riesgos en las zonas vulnerables a inundaciones en el cantón Chilanguera causadas por el desbordamiento del río Chilanguera.

Objetivos específicos:

- ❖ Realizar el estudio hidrológico de la sub-cuenca del río Chilanguera.
- ❖ Aplicar una metodología que sirva para identificar y seleccionar las zonas vulnerables a inundación en el área de estudio.
- ❖ Realizar un estudio hidráulico de las zonas que resulten vulnerables a inundaciones en el cantón Chilanguera.
- ❖ Proponer las obras hidráulicas de protección necesarias para prevenir las inundaciones de las zonas vulnerables resultantes.

1.5 Alcances y Limitaciones.

Alcances

Con la propuesta de obras hidráulicas para la mitigación de riesgos en las zonas vulnerables a inundaciones en el cantón Chilanguera causadas por el desbordamiento del río Chilanguera se lograron los siguientes alcances.

- ❖ Se realizó el levantamiento topográfico en las zonas que resultan susceptibles a inundaciones.

- ❖ El estudio incluye la obtención de un registro de los sectores afectados por inundaciones a lo largo de 2.5 km de sectores colindantes del Río Chilanguera debido al desbordamiento que se dan durante las crecidas máximas, así como también la clasificación de las zonas críticas en el área que comprende desde Hacienda Vieja hasta Hacienda Nueva del cantón Chilanguera.

- ❖ Se establecieron las obras hidráulicas para la protección de los pobladores de estos sectores a través de un análisis hidráulico.

- ❖ Se presenta el conjunto de planos donde se esquematizan las zonas de inundaciones, así como también las obras hidráulicas propuestas.

Limitaciones

- ❖ La falta de continuidad en los registros de precipitaciones con que cuentan las estaciones meteorológicas más próximas a la sub-cuenca en estudio, hará que se tomen los registros de estaciones más alejadas de la zona, con las que se cuentan registros.

- ❖ Las obras hidráulicas tales como gaviones, muros de retención, disipadores de energía, muros guarda niveles, cajas, etc., que resulten necesarios solo incluirá el diseño hidráulico.

- ❖ Dificultad en el acceso al río Chilanguera en la época lluviosa Julio-
Noviembre de 2009.

1.6 Metodología.

Para la realización de la propuesta de obras hidráulicas para la mitigación de riesgos generados por las inundaciones debido al desbordamiento del río Chilanguera en el cantón Chilanguera se siguió el siguiente procedimiento:

1. Se realizó el estudio topográfico de la sub-cuenca del río Chilanguera: Este se realizó utilizando la cartografía de los cuadrantes topográficos a escala 1:25,000 de Chirilagua sw, Jucuaran nw y Moropala ne. Los cuales se trabajaron en el software de diseño AutoCad 2009. Así como también se llevó a cabo el levantamiento con estación total del tramo del río en el cual se encontraron las zonas críticas vulnerables a inundaciones; datos que se trabajaron en el software de diseño Autodesk Land Desktop 2009.
2. Se identificaron y seleccionaron las zonas críticas inundables: Con la utilización de los cuadrantes topográficos apoyados por la inspección de campo, y a través de la aplicación de una metodología para la selección de los caseríos susceptibles a inundaciones, principalmente en la parte baja de la sub-cuenca del río Chilanguera.
3. Se realizó el análisis y estudio hidrológico de la sub-cuenca del río Chilanguera: Este se realizó mediante la delimitación de la cuenca en los cuadrantes topográficos y el análisis de campo en la misma, en primer lugar se determinaron las características de la cuenca como son área y perímetro de la misma así como también la aplicación de las respectivas ecuaciones y procedimientos para la realización del estudio hidrológico en base al capítulo III.
4. Se determinaron las causas de las inundaciones. Pueden ser desbordamientos, encharcamientos, obstrucciones, deforestación o sedimentación: Mediante la aplicación de la metodología de selección de las zonas vulnerables se determinó cual es la principal causa de las inundaciones en las zonas críticas evaluadas.

5. Se realizó el análisis hidráulico del tramo de río que comprende las zonas críticas a inundaciones: Para este se utilizó el estudio topográfico de la zona y las secciones topográficas delimitadas a cada 50 metros, realizando el análisis de flujo crítico y flujo normal.
6. Se realizó el análisis hidráulico mediante la aplicación del software HEC-RAS versión 4.0: Este es el software que modela el cauce del río y se verifica si el caudal que pasa por el tramo de río, hace que esta sección sea susceptible a inundarse verificando el nivel de aguas en la misma.
7. Se proponen las obras hidráulicas de protección más viables en las zonas vulnerables a inundaciones: Para seleccionar la obra más viable se aplicó una metodología para determinar las zonas vulnerables, se realizó para la altura hidráulica que satisfaga el tirante para un periodo de retorno de 50 años.
8. Se diseñaron los planos respectivos al análisis y propuesta de obras hidráulicas: Estos se proponen mediante la determinación de las zonas críticas y su respectivo estudio hidráulico, donde se determinó el área inundable con las secciones actuales del río; luego de este análisis se determinaron las obras que conforman la propuesta y se analizaron las nuevas secciones que son las necesarias para mitigar las inundaciones.

Capítulo II

Marco Histórico y Normativo.

Capítulo II

Marco histórico y normativo.

2.1 Antecedentes del área de estudio

2.1.1 Evolución histórica del cantón Chilanguera

Durante las décadas de los 50 a los 70; llegaban inmigrantes de la zona norte del mismo departamento de San Miguel, y la dueña de la Hacienda Chilanguera les concedía lotes agrupados en sitios determinados. Después de la reforma agraria, hubo un período en que los inmigrantes fueron muy numerosos y se instalaron en cualquier parte, diseminándose sin control. Este es el origen de la extrema dispersión del hábitat en el cantón; posteriormente la Cooperativa proporciono lotes con un criterio más racional. El nombre Chilanguera significa en lengua indígena “Ciudad triste o de las nostalgias”.

El extenso territorio del cantón corresponde con el de la antigua Hacienda Chilanguera, que al producirse la reforma agraria en los primeros años 1980 contaba con 5,569 mz, equivalentes a unos 39 km², lo que representa la quinta parte de todo el municipio. Con la reforma agraria la gran finca pasa a ser una Cooperativa: la Cooperativa Chilanguera. Su historia es paralela a la de la otra gran hacienda del municipio, Tierra Blanca.

La Cooperativa Chilanguera fue fundada por un grupo de campesinos, siendo algunos trabajadores de la familia Gírales quienes eran dueños de la hacienda, contrataban peones a cambio de pagos (¢1.75 a ¢1.90 por día) trabajando las personas desde las 6 de la mañana hasta las 4 de la tarde.

Durante la reforma agraria, el ISTA toma la hacienda de los terratenientes y se las entrega a los campesinos; se funda la cooperativa con 120 asociados organizados para luchar en la defensa de la tierra, ya que dicha reforma no respondía a los intereses de la cooperativa, el gobierno tenía otro objetivo como depurar la base social del movimiento

revolucionario y evitar el levantamiento de masas a la lucha armada, recuperar las tierras de nuevo a los mismos dueños; por eso la cooperativa recibió tierra pero no programas de desarrollo económico y social, ni fue capacitada para administrar y desarrollarse. En 1981 la cooperativa tuvo sus primeras actividades productivas tales como: otorgamiento de créditos para maquinaria agrícola, ganado y cultivos (maíz, ajonjolí, algodón y luego hortalizas). En 1983 fueron asesinados miembros de la cooperativa, algo que inquietó a muchos de los dirigentes de Chilanguera. En 1984 la cooperativa cae en mora con el banco (BFA), por la situación de mala organización, debido al conflicto armado que generó inestabilidad. En 1985 la cooperativa Chilanguera se asocia a la Federación de Cooperativas de la Reforma Agraria de la Región Oriental “FECORAO de R. L.” que surge como defensora de los derechos de los cooperativistas, e inicia ese mismo año con el cultivo de caña. En 1986 disminuyó abruptamente el rubro de ganado porque el conflicto armado no permitió el desarrollo económico y por esas causas hubo grandes pérdidas.

En 1987 la cooperativa decide trabajar con el cultivo de henequén el cual se veía que era rentable y podía dejar ganancias. En 1988 la esperanza y objetivos de la gente del cantón Chilanguera se vinieron abajo con el desbordamiento del río Chilanguera, causando 22 muertes y la destrucción de 11 viviendas y grandes pérdidas de cultivos a causa del temporal que afectó la zona. En 1991 – 1993, recuperándose de los estragos o daños causados por las inundaciones se dio inicio a los trabajos de cultivos de marañón, como lo muestra el siguiente cuadro:

Cuadro 2.1: Etapas en el proceso de cultivo del marañón.

FASES DEL CULTIVO DE MARAÑÓN	FUENTES DE FINANCIAMIENTO	CANTIDAD DE TERRENO
Primera etapa	PRODERES	50 Mz.
Segunda etapa	BFA	100 Mz.
Tercera etapa	BFA	100 Mz.
Total		250 Mz.

Fuente: Cooperativa de Chilanguera.

En 1994 Con el esfuerzo y voluntad de la gestión se logra un proyecto de construcción de la escuela en Hacienda Vieja, que favorece en la educación de la niñez de la comunidad y cooperativa; en ese mismo año se logró gestionar un proyecto forestal 60 Mz. con árboles maderables que fortalece el medio ambiente que se estaba deteriorando en la zona.

En 1998 la cooperativa y comunidad Chilanguera es azotada por el huracán Mitch, causando gran dolor y muerte en la población, dejando 88 muertes y 7 desaparecidos; así como la pérdida de 30 manzanas de cultivo de henequén y el 100% de granos básico cultivados en ese año; siendo noticia internacional, vino la ayuda extranjera, el gobierno se compromete a reconstruir Chilanguera en todos los ámbitos; en caso de las vivienda había que trasladarlas a zonas más seguras, la cooperativa donó 30 Mz. De terreno para el nuevo asentamiento de las familias afectadas que actualmente es conocido como Colonia Nueva.

Las Inundaciones dan como resultado graves daños a la población de las comunidades marginales, situación que ha sido evidente en los últimos años en donde se ha experimentado ocasiones conflictivas en el río Grande de San Miguel.

Los tipos de precipitación que pudiesen causar inundaciones en el área de estudio son:

- 1) Huracanes y tormentas tropicales provenientes del mar Caribe.
- 2) Lluvias tropicales de alta intensidad y.
- 3) Precipitación continúa de intensidad media.

En 1988 murieron 12 personas a causa de inundaciones en el cantón Chilanguera; esto no generó ningún proyecto de prevención para evitar lo ocurrido por la tormenta tropical Mitch, a pesar de que el Comité de Emergencia Nacional (COEN) reportó graves problemas por inundaciones en los cantones: Chilanguera, El Cuco, La Estrechura, San Pedro y Tierra Blanca, siendo estas últimas tres censadas por el COEN y no así el cantón Chilanguera donde hubieron 36 viviendas que quedaron dañadas.²

² Archivos del CEPRODE, 1991

El día 31 el huracán se hallaba sobre Tegucigalpa y ese mismo día alcanzo territorio salvadoreño con una trayectoria paralela a la frontera del departamento de Morazán, azotando a Metapán en el departamento de Santa Ana. Las intensas precipitaciones se extendieron a todo El Salvador, y el 1 de noviembre las lluvias cayeron con mayor intensidad en los departamentos de San Miguel, La Unión, Usulután y Sonsonate. Los ríos más caudalosos, El Grande de San Miguel y el Lempa recibieron durante esos días 400 y 300 mm de lluvia, respectivamente, que los hicieron desbordar en las zonas bajas hasta inundar y arrastrar las pequeñas cuencas alimentadas por ambos ríos. Las inundaciones cubrieron tierras evidentemente agrícolas y ganaderas devastando también las viviendas en las zonas de alto riesgo. El desastre afectó así a un 40% del territorio salvadoreño.³

La verdadera catástrofe lleo cuando todos, dormían a la una de la madrugada del sábado 31 de octubre de 1998, el río Chilanguera se desbordó como nadie pensó que podía hacerlo pero se precipito por la quebrada del cantón. A su paso arrancó árboles y arrastró todo tipo de elementos de su hábitat natural. Cerca de 400 viviendas fueron destruidas. Bajo sus escombros quedaron, según la municipalidad de Chirilagua un total de 337 muertos.⁴

Los líderes del cantón Chilanguera crearon un plan de emergencia, en el cual definen las diferentes amenazas naturales a las que están susceptibles, también incluyen las acciones a realizar antes, durante y después del desastre.

“No podía haberse evitado la tragedia en Chilanguera, a no ser que hubiéramos tenido una foto de satélite, solo de esa zona, que nos dijera: A tal hora va a pasar esto”⁵. Estas declaraciones dejan claro la falta de capacidad que tiene nuestro país ante estos desastres.

“Esta realidad, producto de la pobreza y de la falta de ordenamiento territorial, impiden a miles de personas del campo y las ciudades, habitar lugares seguros, con aceptables niveles de calidad de vida y expresan su frágil situación económica, social y

³ Crónicas de desastres: huracán Georges y Mitch 1998, Organización Panamericana de la Salud

⁴ Autoridades de la Alcaldía Municipal de Chirilagua, El Diario de Hoy, 6 de noviembre de 1998

⁵ Mauricio Ferrer, Director de COEN, 6 de noviembre de 1998, EDH

ambiental; sumar esfuerzos puede ser insuficiente si persiste la improvisación la cual podría evitarse con mayor planificación y organización estatal y ciudadana, que hagan posible disminuir la magnitud de los desastres”⁶.

En resumen se presenta el Cuadro 2.2, en el que se muestran huracanes y su respectiva precipitación para una estación determinada, los cuales afectaron la zona oriental y que a su vez aumentan el cauce del río Chilanguera generando inundaciones de pequeña o gran magnitud en las zonas vulnerables del cantón Chilanguera.

Cuadro 2.2: Precipitación registrada para diferentes huracanes.

FECHA	HURACÁN	PRECIPITACIÓN	ESTACIÓN
16/Sep/1988	Gilberto	221.6 mm	[M6] Beneficio el Papalón
01/Nov/1998	Mitch	167.4 mm	[Z2] San Fco. Gotera
20/May/2005	Adrián	144.0 mm	[M16] Chapeltique
04/Oct/2005	Stan	103.0 mm	[M16] Chapeltique

Fuente: Cooperativa de Chilanguera.

2.1.2 Ubicación geográfica

Las características específicas de los elementos que configuran el entorno científico y las interacciones que se establecen entre ellos crean las condiciones adecuadas para que los procesos dinámicos, geológicos e hidrometeorológicos constituyan eventos adversos y representen una amenaza para la población. La zona de estudio está ubicada en el municipio de Chirilagua, entre los departamentos de Usulután y San Miguel. Limita al sur con; los cantones Hoja de Sal y Guadalupe; del municipio de Chirilagua; departamento de San Miguel, al oeste con los cantones: El Progreso y La Cruz del municipio de Jucuarán, departamento de Usulután; al norte con: los cantones El Brazo y La Canoa del municipio de San Miguel, departamento de San Miguel; y al este con; los cantones San Pedro y Nueva Concepción, del Municipio de Chirilagua; departamento de San Miguel.

⁶ Arq. Ricardo Vásquez, Director de Fundación Río Lempa (Funda Lempa)

Geográficamente la región se ubica entre:

- Extremo septentrional: 245,620 N
- Extremo meridional: 237,430 N
- Extremo occidental: 589,450 E
- Extremo oriental: 583,275 E

Mapa 2.1: Microlocalización del cantón Chilanguera.



Fuente: Grupo de investigación.

División político-administrativo

En el siguiente cuadro se muestran los cantones y caseríos que comprende la zona de estudio.

Cuadro 2.3: Caseríos del cantón Chilanguera.

CANTÓN CHILANGUERA	CASERIOS
	El Talpetate
	Hda. Santa Ana
	La Ceiba
	Mundo Nuevo
	El Chilar
	El Tamboral
	Hda. Vieja
	El Escondido
	Hda. Nueva

Fuente: Cooperativa del cantón Chilanguera.

Población.

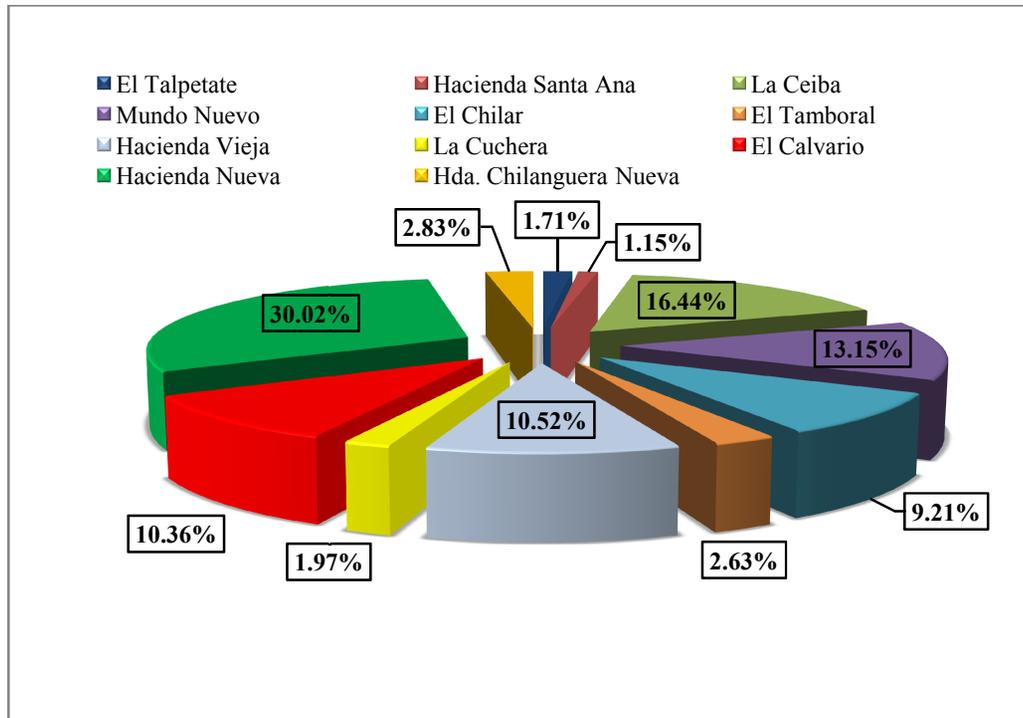
La extensión territorial del cantón Chilanguera es de 26.82 km². En cuanto a su población, cuenta con 3,041 habitantes diseminados en 14 caseríos como son: El Talpetate, Hda. Santa Ana, La Ceiba, Mundo Nuevo, El Chilar, El Tamboral, Hacienda Vieja, El Calvario y Hacienda Nueva; basados en el censo realizado por promotores de salud. Los datos de los censos 2008, ubican de una reducida y creciente población del cantón Chilanguera (ver Cuadro 2.4 y Gráfico 2.1).

Cuadro 2.4: Población por caseríos en riesgo del cantón Chilanguera.

CASERIOS	hombres	% Hombres	Mujeres	% Mujeres	Población total	% TOTAL
El Talpetate	27	51.92	25	48.08	52	1.71
Hacienda Santa Ana	22	62.86	13	37.14	35	1.15
La Ceiba	300	60	200	40	500	16.44
Mundo Nuevo	200	50	200	50	400	13.15
El Chilar	150	53.57	130	46.43	280	9.21
El Tamboral	38	47.5	42	52.5	80	2.63
Hacienda Vieja	154	48.13	166	51.88	320	10.52
El Calvario	229	72.7	86	27.3	315	10.36
Hacienda Nueva	592	55.90	467	44.10	1059	34.83
TOTAL	1712	612.36	1329	487.65	3041	100

Fuente: Datos de FECORAO.

Grafico 2.1: Porcentaje poblacional por caseríos.



Fuente: Datos de promotores de salud.

2.2 Condiciones de la cuenca en estudio.

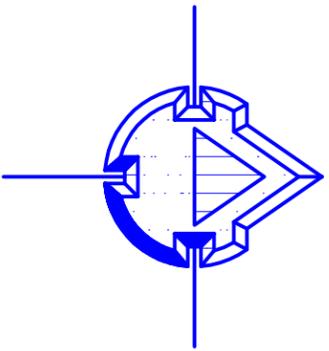
La longitud total del río Chilanguera es de aproximadamente **19.8 km** desde la confluencia de las quebradas río de Oro, El Ojushtal y El Zapote hasta el mar. La cuenca se subdivide en tres secciones: la cuenca alta, media y baja, dependiendo de las condiciones topográficas de ésta.

Cuenca alta: La cuenca se encuentra ubicada aguas arriba de la confluencia de las quebradas El Ojushtal y El Zapote, es montañosa y las pendientes del cauce son relativamente empinadas.

Cuenca media: Empieza donde las quebradas El Ojushtal y El Zapote convergen, hasta El Rio Hoja de Sal y Loma El Limón. Consta de montañas no muy elevadas por lo que el cauce presenta pendientes no muy pronunciadas.

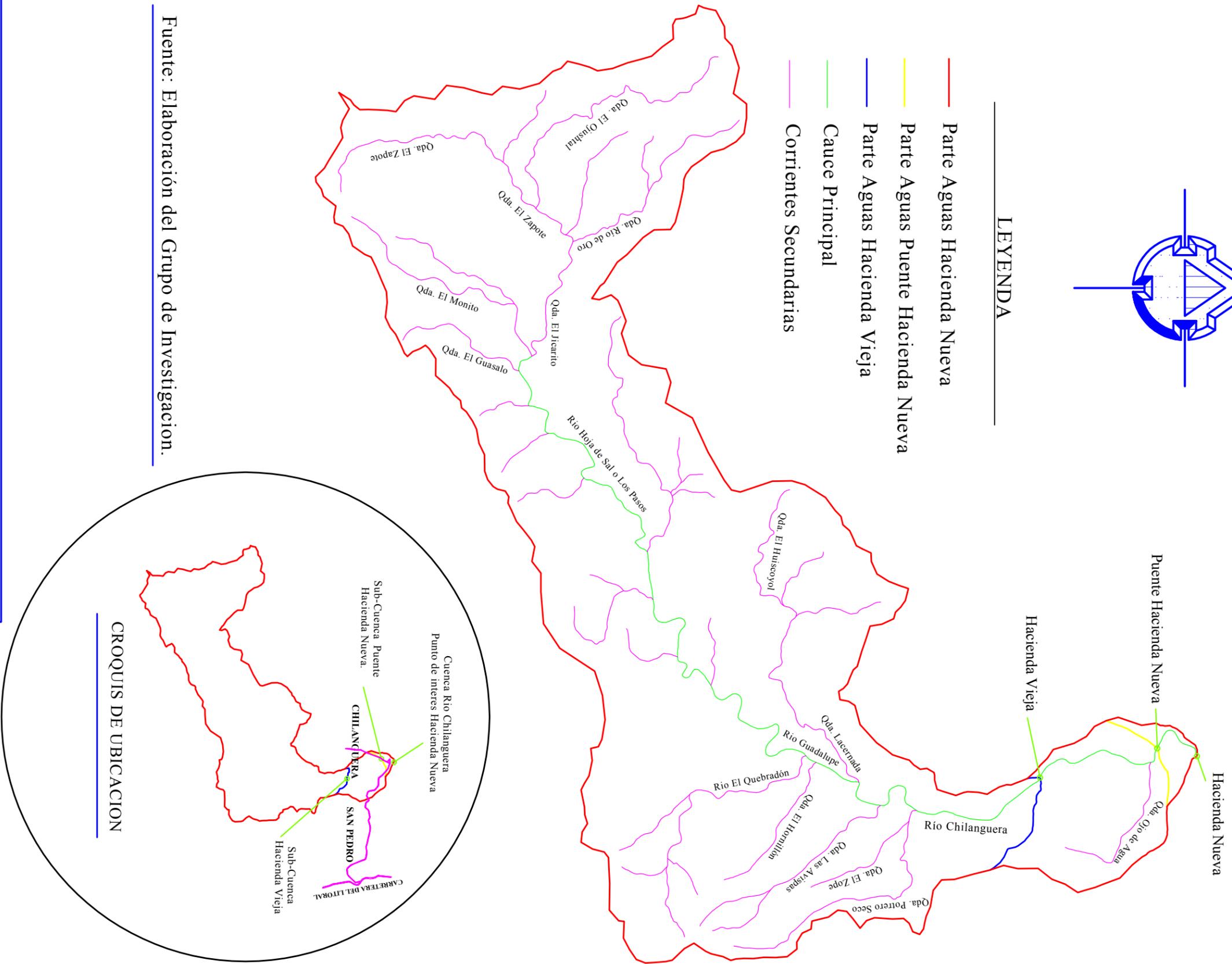
Cuenca baja: Empieza el Río Hoja de Sal y loma El Limón. La cuenca baja comprende los caseríos que presentan una mayor vulnerabilidad a las inundaciones ya que la topografía del lugar no presenta muchas variaciones de nivel y a la vez estos no son muy pronunciados.

La elevación de la tierra en esta porción del río es muy baja y este serpentea intensamente lo que favorece la incursión de las aguas del río en las tierras cuando este se desborda.



LEYENDA

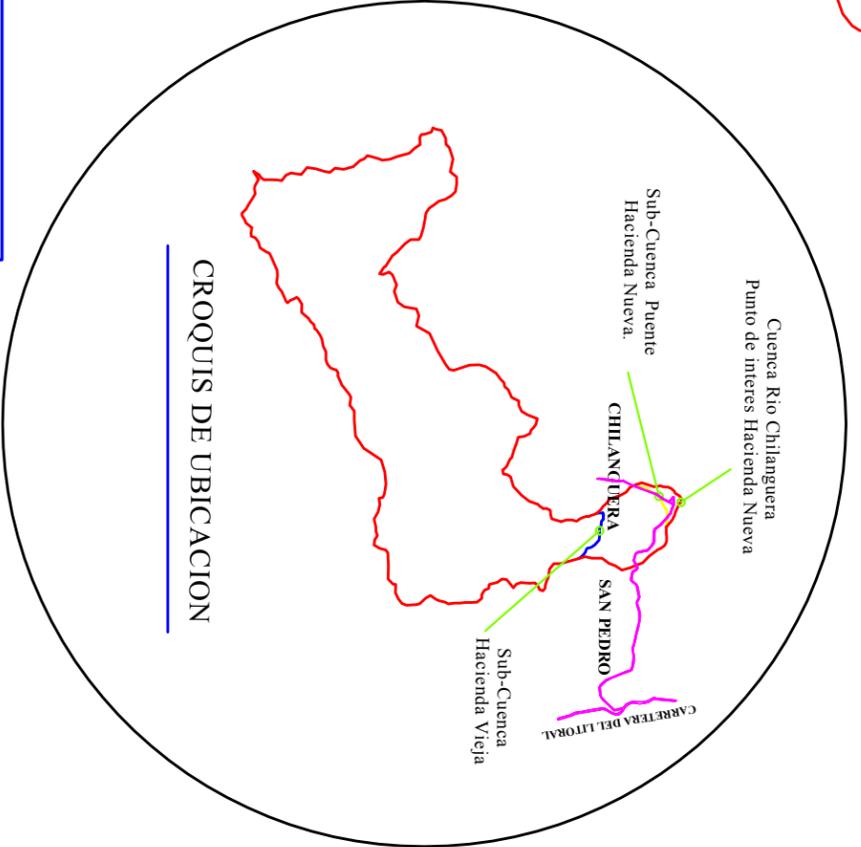
- Parte Aguas Hacienda Nueva
- Parte Aguas Puente Hacienda Nueva
- Parte Aguas Hacienda Vieja
- Cauce Principal
- Corrientes Secundarias



Mapa 2.2: Parte-Aguas y Corrientes del Rio Chilanguera .

Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

CROQUIS DE UBICACION



Fuente: Grupo de Investigación con base en cuadrantes 1:25,000

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA			
DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ			
UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA			
CONTENIDO: PARTE AGUAS Y CORRIENTES DEL RIO CHILANGUERA			
AREA: 37.45 KM ²		ESCALA: 1:50,000	
PERIMETRO: 42.33 KM		FECHA: MARZO 2010	
PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"		DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ	
		MAPA: 2.2	



Universidad de El Salvador
 Hacia la libertad por la cultura

2.3 Marco normativo.

La forma en que se responde a situaciones de desastre depende en buena medida de las condiciones Institucionales. Las instituciones y leyes son las herramientas que permiten enlazar una respuesta social concreta ante situaciones de emergencia.

La política pública para la gestión del riesgo debe ser formulada desde el nivel central, asumiendo el compromiso de la gestión preventiva que involucre tanto el ámbito departamental, municipal y local. Al mismo tiempo deberá estar asociada con la realidad socioeconómica, cultural, ambiental y geográfica del país.

Igualmente la política pública debe establecer una institucionalidad fuerte con participación civil, y un marco de derechos y deberes tanto en los aspectos de prevención y mitigación.

Se debe considerar incluir como políticas específicas, dentro de la gestión de riesgos estas evaluaciones:

- ❖ Evaluar las amenazas del país o de una zona determinada
- ❖ Adoptar medidas para asegurar recursos,
- ❖ Priorizar las acciones de prevención y mitigación,
- ❖ Promover la preservación de los ecosistemas,
- ❖ Fomentar la investigación científica y tecnológica sobre la vulnerabilidad que permitan la formulación de propuestas de prevención y mitigación,
- ❖ Elaborar programas preventivos y de simulacros para los centros educativos
- ❖ Crear en la población la cultura de la protección civil,
- ❖ Elaboración de Planes de Emergencia y la divulgación,
- ❖ Coordinar secciones informativas sobre la mitigación, preparación y respuesta a los desastres.

Consideraciones sobre algunas leyes.

En el país, algunas de las leyes que hacen referencia a los desastres son:

- a) Constitución de la república de El Salvador.

- b) Ley de defensa civil.
- c) La ley de protección civil, prevención y mitigación de desastres.
- d) El código de salud.
- e) La ley y reglamento del medio ambiente.
- f) Ley y reglamento de urbanismo y construcción.

Se dispone una relación institucional a través de la Dirección General de Protección Civil. Por medio de este comité, las diferentes instituciones conjuntamente deben implementar acciones de prevención y mitigación en caso de desastres.

- a) Cuando hablamos de desastres ocasionados por fenómenos naturales casi siempre se ve afectado el bien jurídico vida, es por eso que se tiene que citar en primer lugar la Constitución de la república de El Salvador como la norma fundamental de todo el ordenamiento jurídico salvadoreño, la cual reconoce como origen y fin de la actividad del estado a la “Persona humana”, y que está organizado para la consecución de la justicia, la seguridad jurídica y el bien común.

Por ejemplo:

En el Título II, Capítulo I, Sección segunda artículo 29, se establece que en casos de guerra, invasión del territorio, rebelión, catástrofe, epidemia y otra calamidad, se suspenderán las garantías constitucionales en parte o en todo el territorio nacional. No establece ninguna disposición relacionada específicamente con la gestión de riesgo.

- b) La ley de la defensa civil es la única ley que estrechamente está orientada a la atención de situaciones de desastre, que fue publicada en 1976. La cual crea el Sistema de Defensa Civil como parte integrante de la defensa nacional. Esta ley reemplazo a la ley de emergencia nacional emitida el 4 de junio de 1965. Con esta ley, se busca proteger y ayudar a la población para superar las consecuencias de desastres y se establece el Sistema de Defensa Civil, cuyos objetivos son:
 - ❖ Prevenir daños y cuando estos ocurrieren, disminuir su magnitud.
 - ❖ Ayudar a la población afectada.
 - ❖ Asegurar la rehabilitación de quienes resultaren perjudicados.

- ❖ Procurar la continuidad de los servicios públicos.
- ❖ Obtener de la población afectada y de todos los sectores del país, la necesaria colaboración para realizar la Defensa Civil. "Esta ley merece un comentario especial, es autoritaria en su contenido y verticalista en cuanto a la institucionalidad creada. La ley constituye un producto más de la preocupación existente en el gobierno salvadoreño y en la clase política en general". Esta ley ya no responde a las exigencias sociales en lo que respecta a la gestión de riesgo.

c) La ley de protección civil, prevención y mitigación de desastres se publicó el 31 de agosto de 2005, en el cual se manifiesta el interés del gobierno para modernizar las instituciones relacionadas con el manejo de los desastres.

En el que se establece como finalidad prevenir, mitigar y atender en forma efectiva los desastres naturales y antrópicos en el país y además desplegar en su eventualidad, el servicio público de protección civil, el cual debe caracterizarse por su generalidad, obligatoriedad, continuidad y regularidad, para garantizar la vida e integridad física de las personas, así como la seguridad de los bienes privados y públicos.

Esta propuesta ha sido elaborada con aportes del Comité de Emergencia Nacional-COEN, y como objetivo principal tiene: "crear, reglamentar y estructurar el sistema nacional de emergencia (SISNAE) en forma permanente para auxilio a la población civil".

El SISNAE incluye a instancias de gobierno y a cuerpos de socorro (cruz roja, cruz verde, comandos de salvamento, cuerpo de bomberos y otras entidades de servicio).

d) En el código de salud, se aclara que el ministerio de Salud Pública y Asistencia Social debe coordinar acciones para la atención integral de los efectos posteriores a un desastre; el traslado a los centros de asistencia médica; dictar las medidas necesarias para el mantenimiento de los servicios básicos de saneamiento; dictar y desarrollar medidas de prevención de epidemias; supervisar el eficiente cumplimiento de sus disposiciones.

La disposición más directamente relacionada con los desastres es la que establece que toda institución de salud pública o privada, debe tener un plan de emergencia para casos de catástrofe, epidemia o cualquier otra calamidad general.

- e) En la ley del medio ambiente, aprobada en 1998, decreto No. 233, se define desastre ambiental como (Artículo 5): “Todo acontecimiento de alteración del medio ambiente, de origen natural o inducido, o producido por acción humana, que por su gravedad y magnitud ponga en peligro la vida o las actividades humanas o genere un daño significativo para los recursos naturales, produciendo severas pérdidas al país o a una región”.

Art. 1.- La presente ley tiene por objeto desarrollar las disposiciones de la constitución de la república, que se refiere a la protección, conservación y recuperación del medio ambiente; el uso sostenible de los recursos naturales que permitan mejorar la calidad de vida de las presentes y futuras generaciones; así como también; normar la gestión ambiental, pública y privada y la protección ambiental como obligación básica del Estado, los municipios y los habitantes en general; y asegurar la aplicación de los tratados o convenios internacionales celebrados por El Salvador en esta materia.

1) Unidades ambientales.

Art. 7.- Las instituciones públicas que formen parte del SINAMA (Sistema nacional de gestión del medio ambiente), deberán contar con unidades ambientales, organizadas con personal propio y financiado con el presupuesto de las unidades primarias. Las unidades ambientales son estructuras especializadas, con funciones de supervisar, coordinar y dar seguimiento a las políticas, planes, programas, proyectos y acciones ambientales dentro de su institución y para velar por el cumplimiento de las normas ambientales por parte de la misma y asegurar la necesaria coordinación interinstitucional en la gestión ambiental, de acuerdo a las directrices emitidas por el ministerio.

2) Incorporación de la dimensión ambiental en los planes de desarrollo y ordenamiento del territorio:

Art. 12.- El ministerio deberá asegurar que la dimensión ambiental sea incorporada en todas las políticas, planes y programas nacionales, regionales y locales de desarrollo y ordenamiento del territorio.

3) Criterios ambientales en el desarrollo y ordenamiento del territorio:

Art. 14.- Para incorporar la dimensión ambiental en toda política, plan o programa de desarrollo y ordenamiento del territorio, deben tomarse en cuenta los siguientes criterios:

- a) La valoración económica de los recursos naturales, que incluya los servicios ambientales que estos puedan prestar, de acuerdo a la naturaleza y características de los ecosistemas;
- b) Las características ambientales del lugar y sus ecosistemas, tomando en cuenta sus recursos naturales y culturales y en especial, la vocación natural y el uso potencial del suelo, siendo la cuenca hidrográfica, la unidad base para la plantación del territorio.
- c) Los desequilibrios existentes por efecto de los asentamientos humanos, las actividades de desarrollo y otras actividades humanas o de fenómenos naturales.

Por lo que en el *Capítulo IV, se describe:*

- ❖ Artículo 53, la prevención de desastre ambiental,
- ❖ Artículo 54 habla sobre las emergencias y desastres ambientales
- ❖ El artículo 55 hace referencia a la obligación de elaborar planes de prevención y contingencia ambiental.

Este capítulo está dedicado a regular las contingencias, emergencias y desastres ambientales. Según sus disposiciones, el estado tiene el deber de adoptar medidas para prevenir y controlar desastres ambientales.

4) Prevención de desastre ambiental.

Art. 53.- El estado y sus instituciones tienen el deber de adoptar medidas para prevenir, evitar y controlar desastres ambientales.

5) Obligación de elaborar planes de prevención y contingencia ambiental.

Art. 55.- El ministerio, en coordinación con el comité de Emergencia Nacional (COEN), elaborará el “Plan Nacional de Prevención y Contingencia Ambiental”, siendo este último el que lo ejecutará. El plan pondrá énfasis en las áreas frágiles o de alto riesgo, de acuerdo a un mapa nacional de riesgo ambiental que será elaborado por el ministerio con el apoyo de las instituciones especializadas.

Cuando se trate de instituciones privadas deberán de rendir fianza que garantice el establecimiento de su plan institucional de prevención y contingencia incurriendo en responsabilidad administrativa quien tenga la obligación y no elabore dicho plan.

6) Manejo de los suelos y ecosistemas terrestres.

Art. 75.- El presidente de la república, a propuesta del ministerio, formulará los reglamentos relativos al manejo de los suelos y ecosistemas terrestres, tomando en cuenta los siguientes criterios:

- a) El uso del suelo y de los ecosistemas terrestres deberá ser compatible con su vocación natural y capacidad productiva, sin alterar su equilibrio;
- b) Deberá evitarse las prácticas que provoquen la erosión, la degradación de los suelos por contaminación o la modificación de sus características topográficas y geomorfológicas;

- c) Deberán llevarse a cabo prácticas de conservación y recuperación de los suelos, por quienes realicen actividades agrícolas, pecuarias, forestales, mineras, urbanísticas, de infraestructura u otras que afecten o puedan afectar negativamente sus condiciones;
- d) En los casos de construcción de obras de civiles y aprovechamiento de los recursos naturales no renovables, que puedan directa e indirectamente provocar deterioros significativos de los suelos, deberán realizarse las acciones de regeneración y restauración requeridas; y
- e) En áreas de recarga acuífera y cuencas hidrográficas se priorizará la protección de los suelos, las fuentes y corrientes de agua, procurando que estas mantengan y aumenten sus caudales básicos.

Luego la misma ley manda que el ministerio en coordinación con el Comité de Emergencia Nacional COEN, elabore el "Plan Nacional de Prevención y Contingencia Ambiental" que será ejecutado por éste. "El plan pondrá énfasis en las áreas frágiles o de alto riesgo, de acuerdo a un mapa nacional de riesgo ambiental que será elaborado por el ministerio, con el apoyo de las instituciones especializadas".

En el área de Centro América, se tiene el Plan Regional de Reducción de Desastres (PRRD). Es el mecanismo mediante el cual los gobiernos de la región centroamericana, a través de sus instituciones especializadas, plantean sus políticas, prioridades y acciones de prevención y mitigación de los desastres.

El PRRD surge como una iniciativa del Centro de Coordinación para la Prevención de Desastres Naturales en América Central (CEPREDENAC), con el fin de establecer una estrategia centroamericana para reducir el impacto de los desastres en la sociedad y fue ratificado por la más alta instancia política de la región - la reunión de presidentes – en el año 1993, mediante la resolución 26 del protocolo de Guatemala.

El Plan consta de tres partes:

- a) Plan básico: donde se identifican los lineamientos generales, estrategias y responsabilidades a nivel regional
- b) Las estrategias sectoriales: Las instituciones especializadas y secretarías del Sistema de Integración Centro Americana (SICA) establecen sus planes de acción.
- c) Los planes nacionales de mitigación y atención de desastres.

En el Plan Regional de Reducción de Desastres, se evalúa la situación problemática que se percibe en el área centroamericana:

El incremento de áreas vulnerables en todo el mundo y en mayor grado, en países con bajo grado de desarrollo confirma la inherencia del factor humano y la creciente responsabilidad y necesidad de gobiernos y sociedades civiles de asumir mayores compromisos políticos, institucionales, técnicos y formativos en materia de mitigación y reducción de desastres.

Como se muestra en el Diagrama 2.1, la vulnerabilidad institucional no es la menos importante. Existe una significativa debilidad en las estructuras institucionales responsables de prevenir, mitigar y atender desastres. Aunque se ha observado una tendencia de mejoría, se requiere un mayor nivel de decisión política, para establecer planes y estrategias más adecuadas. La falta de decisiones políticas que no fortalecen a los organismos de emergencia, dificultan la formulación de planes adecuados, lo que conduce a elevar la vulnerabilidad estatal de los países centroamericanos.

Además en el PRRD se proponen los programas, para cada país tendrán sus variantes, pero dichos programas se elaboraran considerando los siguientes elementos:

- ❖ Gestión integral del riesgo,
- ❖ Evaluación de la amenaza y la vulnerabilidad,
- ❖ Monitoreo de los fenómenos naturales,

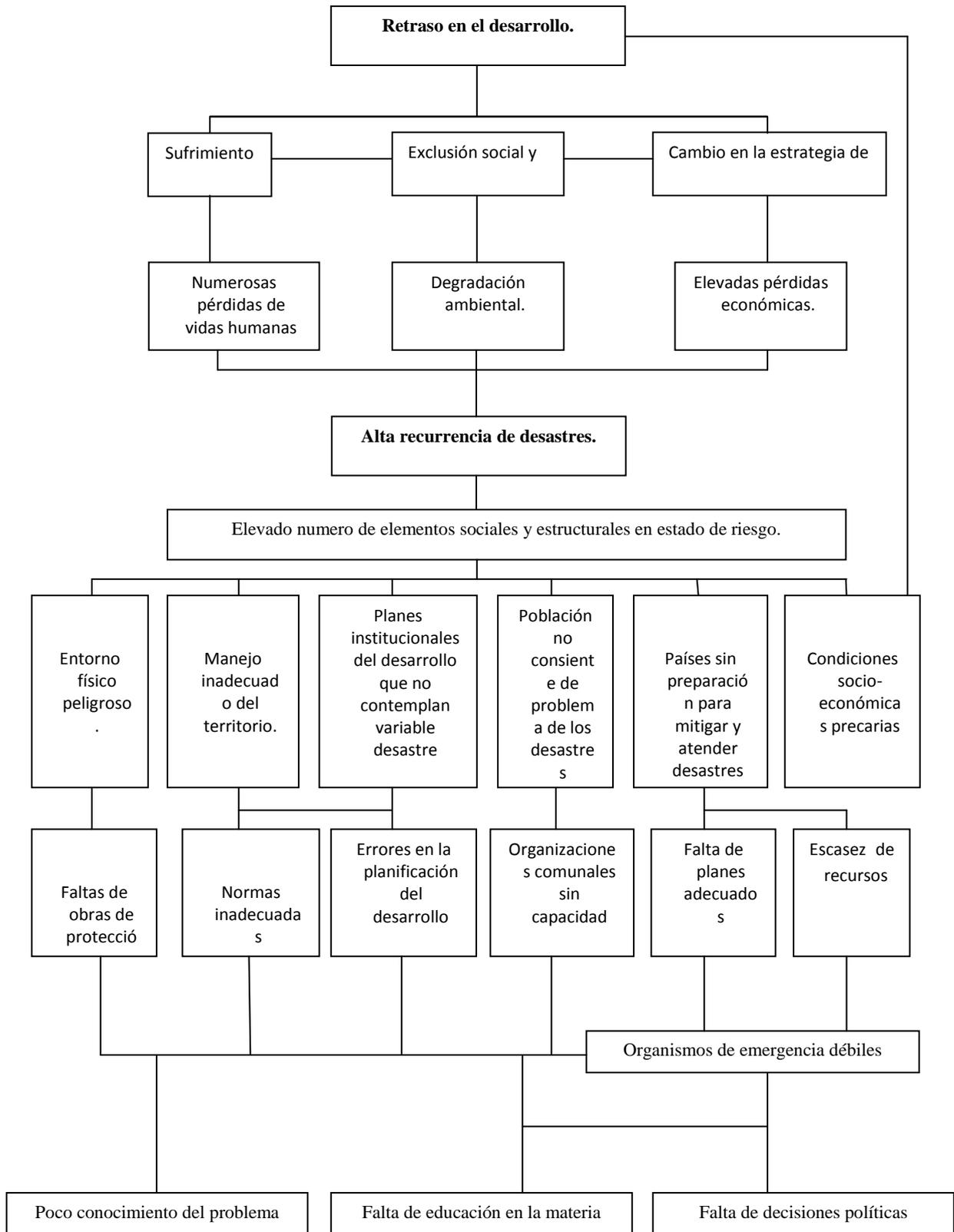
- ❖ Preparación de respuesta en caso de emergencia
- ❖ Mitigación,
- ❖ Conciencia y educación
- ❖ Aprendizaje de los desastres,
- ❖ Adopción de reglamentos para diseño y construcción,
- ❖ Uso del suelo,
- ❖ Colaboración regional.

f) El desarrollo urbano en la Chirilagua a la cual pertenece Chilanguera, está regulado por la *ley de Urbanismo y Construcción* ya que actualmente no se cuenta con una ordenanza municipal será el ente estatal el facultado en este caso es el vice ministerio de vivienda y desarrollo urbano.

Art. 1.- El vice ministerio de vivienda y desarrollo urbano, será el encargado de formular y dirigir la política nacional de vivienda y desarrollo urbano; así como de elaborar los planes nacionales y regionales y las disposiciones de carácter general a que deben sujetarse las urbanizaciones, parcelaciones y construcciones en todo el territorio de la república.

La elaboración, aprobación y ejecución de planes de desarrollo urbano y rural de la localidad, corresponde al mismo municipio, los que deberían enmarcarse dentro de los planes de desarrollo regional o nacional de vivienda y desarrollo; en efecto de los planes de desarrollo local, tendrán aplicación las disposiciones de carácter general y los planes a que se refiere el inciso primero de este artículo.

Diagrama 2.1: El problema, causa y efectos de los desastres.



Fuente: La importancia de la política pública en la gestión del riesgo en El Salvador.

Cuando los municipios no cuenten con sus propios planes de Desarrollo Local y Ordenanzas Municipales respectivas, todo particular, entidad oficial o autónoma, deberá solicitar la aprobación correspondiente al Vice ministerio de Vivienda y desarrollo Urbano, antes que a cualquier otra oficina, para ejecutar todo tipo de proyecto a que se refiere este artículo.

Art. 50.- Todo accidente natural dentro de una parcelación o colindante con otra deberá contar con una zona de protección con las excepciones reguladas en el Art. 51 de este Reglamento.

El ancho de la zona de protección se establecerá basándose en los criterios siguientes:

a) Profundidad de la quebrada.

El ancho de la zona de protección en quebrada se determinará multiplicando su profundidad por el factor 1.5 y se medirá paralela a partir de dicha orilla y a todo lo largo del terreno en la parte afectada.

La profundidad de la quebrada se medirá a partir de la orilla próxima inferior al borde inmediato superior o el borde inferior cuando el lecho se encuentre al pie de un cerro o fuerte desnivel topográfico.

El ancho de la zona de protección solamente podrá modificarse según lo dispuesto en el Art. 51 de este Reglamento.

b) Estudio de área de reconocimiento.

El ancho de la zona de protección de un río o de una quebrada caudalosa deberá ser determinado por un estudio de las áreas de recogimiento o influencia de los mismos con el cual se determinará el área hidráulica necesaria de acuerdo con el caudal máximo instantáneo resultante.

Este estudio deberá determinar al menos la altura máxima probable que alcanzará la corriente adyacente al terreno el ancho de la zona de protección y las obras de

protección necesarias con sus detalles y características correspondientes (inclinación de taludes, tipos de secciones de muros, etc.). Dicho estudio deberá ser realizado por profesionales o empresas debidamente acreditadas.

Art. 51.-Las zonas de protección que no cuenten con vegetación adecuada a que se presenten cambios de nivel mayores de un metro deberán ser protegidos con obras tales como: taludes, en gramados, barreras naturales, etc.

El ancho de la zona de protección original en quebradas secas, o estacionarias podrá reducirse mediante la construcción de muros o la combinación de muros y taludes cuya relación será de 1.5 horizontal por 1.0 vertical o mediante la cual podrá aumentarse mediante tratamientos especiales de los mismos, con suelo, cementos, enchapados y otros, pero tal medida deberá justificarse mediante la presentación de un estudio o elaborado por un laboratorio de suelos y materiales. Por ningún motivo se permitirá la tala de árboles dentro de las zonas de protección ni la variación de su perfil natural cuando este se encuentre cubierto de vegetación natural con el objeto de reducir el ancho de la misma.

Capítulo III

Marco Teórico.

Marco teórico.

3.1 Geología local.

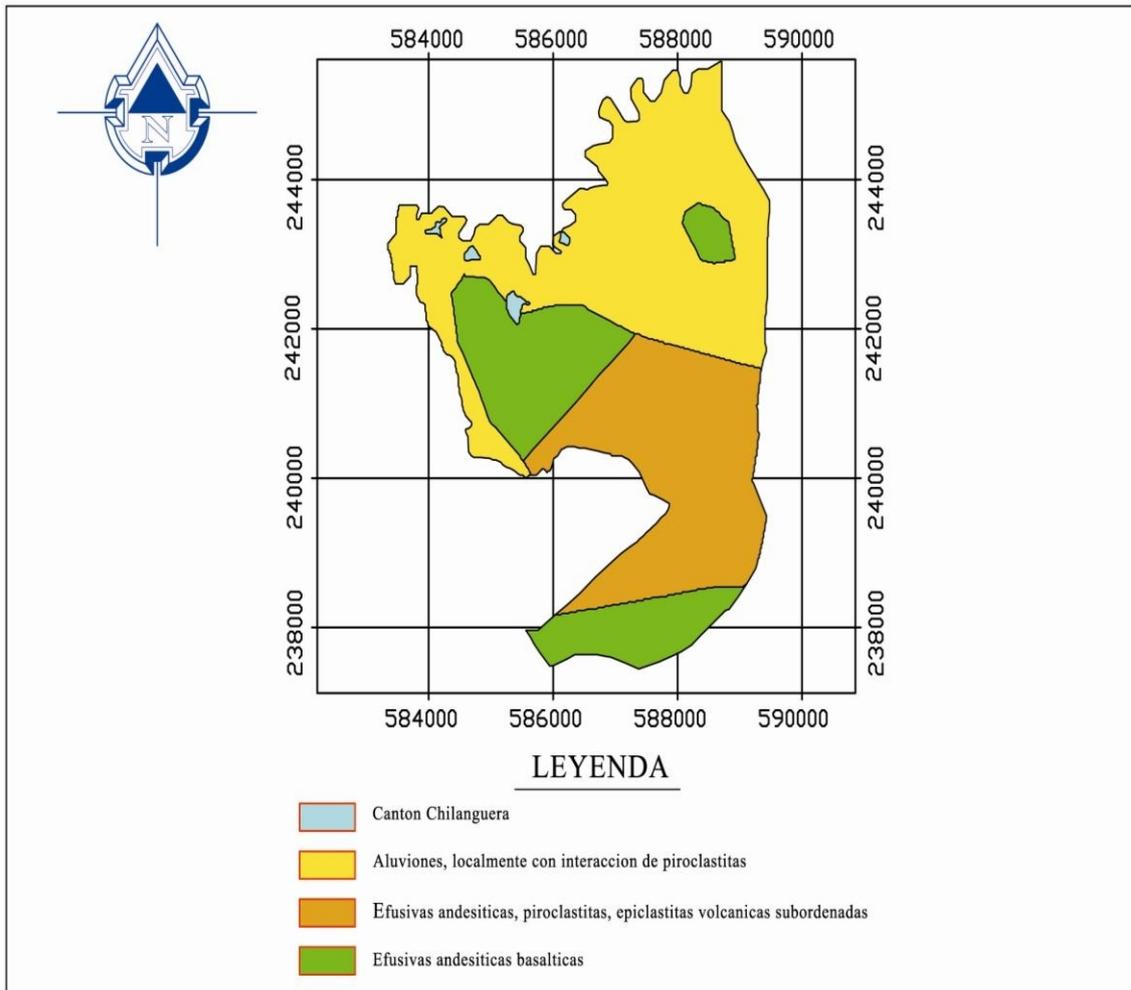
La compleja dinámica geológica en Centroamérica, y específicamente en El Salvador donde la placa de Cocos se hunde por debajo de la placa del Caribe, es el origen de la actividad volcánica y sísmica y de una intensa fracturación en todo el país. Sólo en el municipio de Chirilagua se reúnen tres de los siete grandes sistemas de paisaje de El Salvador: Cadena costera, planicies costeras, y humedales. Así ocurre en el cantón Chilanguera inmerso en la unidad geomorfológica de la cordillera Jucuarán-Intipucá, caracterizada por una considerable densidad de fracturas, especialmente en sus partes más altas. Las fallas dan lugar a la formación de los principales valles y se disponen también transversalmente a estos. Geográficamente la región se ubica entre los paralelos 13°15' y 13°20' de latitud norte (LN) y los meridianos 87°14' y 88°10' de longitud oeste (LW).

Geomorfológicamente el cantón Chilanguera se divide en las unidades siguientes:

- ❖ Cerro el panecito.
- ❖ Montaña el panecito.
- ❖ Cerro agua caliente.
- ❖ Loma El Tablón.
- ❖ Gran llanura de Chilanguera: (Plan Potrero Grande, plan La Zarcera, plan La Hulera, plan Hoja de Sal, plan El Planón).

Predomina una gran variedad de rocas volcánicas efusivas andesíticas, piroclásticas, aluviones, localmente con intercalaciones de piroclásticas efusivas andesíticas basálticas de edad terciaria y cuaternaria. Se encuentran también rocas volcánicas subordinadas epiclásticas, generadas por procesos eruptivos pero que han sufrido algún tipo de transporte de tipo sedimentario (ver Mapa 3.1).

Mapa 3.1: Mapa geológico del cantón Chilanguera



Fuente: Grupo de investigación con base MARN.

3.2 Erosión.

Es el proceso de naturaleza física y química que desgastan y destruyen continuamente los suelos y rocas de la corteza terrestre; incluyen el transporte de material pero no la meteorización estática. La mayoría de los procesos erosivos son resultado de la acción combinada de varios factores, como el calor, el frío, los gases, el agua, el viento, la gravedad y la vida vegetal y animal. En algunas regiones predomina alguno de estos factores, como el viento en las zonas áridas. En función del principal agente causante de la erosión y del tiempo que sus efectos sobre la superficie terrestres tardan en manifestarse, se habla de erosión geológica o natural y de erosión acelerada. La primera es debida a la

acción de agentes y procesos naturales que actúan a lo largo de millones de años; mientras que la erosión acelerada es el resultado de la acción antrópica y sus efectos se dejan sentir en un periodo de tiempo mucho menor.

Los agentes naturales como el viento, la lluvia y los ciclos de temperaturas erosionan continuamente la superficie de la tierra. En muchos casos la erosión se combate mediante la plantación de hierba y árboles que formen un fuerte sistema de raíces o extendiendo redes que eviten la pérdida de roca y suelo (ver Fotografía 3.1).

Fotografía 3.1: Se observa la erosión en algunos sectores del área de estudio.



3.3 Sedimentación.

Es fácil reconocer la corriente de agua de un río, pero no siempre se aprecia que esta corriente está compuesta por sedimentos además de por agua. La carga de sedimentos arrastrados por la corriente tiene una gran importancia, ya que proporciona al agua la capacidad de erosionar, transportar y depositar materiales, lo cual constituye el papel principal de los ríos en el modelado de las formas del relieve. El río Chilanguera transporta sedimentos y piedras principalmente en las épocas lluviosas con mayores precipitaciones; en su curso medio se realiza el transporte de los materiales arrancados aguas arriba; y en su curso bajo deposita estos sedimentos y gana nuevas tierras (ver Fotografía 3.2).

Fotografía 3.2: Depósito de sedimentos en el río Chilanguera.



Fuente: Google earth.

En la mayoría de los ríos en su cabecera labran valles escalonados en forma de ‘V’ y socavan las laderas de las montañas que los rodean, lo que provoca corrimientos de tierra y desprendimientos, que aportan al cauce detritos sin pulir. La turbulenta corriente de los ríos de montaña arrastra y hace chocar entre sí a los guijarros y cantos rodados de los lechos. Cuando el río encuentra capas de roca particularmente resistentes se forman rápidos y cascadas, pero su acción erosiva no disminuye y estas formas de paisaje sólo son temporales. Las capas de rocas duras acaban por ser quebradas por la acción del río, que profundiza la erosión de su lecho y nivela las tierras altas al llevar sedimentos en bruto a su cuenca media. Si la erosión es muy intensa, una enorme cantidad de sedimentos, a los que se llama aluvión, se depositan al pie de las montañas, dando lugar a una forma cónica de relieve, denominada cono de deyección.

Las curvas del río Chilanguera se van ampliando, debido a la erosión de los bancos de su orilla externa compensada por el avance (por agregación de materiales) de los de su orilla interna. A veces, el curso del río se vuelve muy tortuoso y la corriente acaba por hacer desaparecer las estrechas barras de tierra que separan los brazos del meandro. El

cauce del meandro aislado queda como un lago con forma de herradura, llamado meandro abandonado, en mitad de la llanura de inundación. Los meandros abandonados acaban por ser colmatados de finos sedimentos cuando el río Chilanguera se desborda en su llanura de inundación, pero mientras existen estos lagos añaden diversidad a los entornos ecológicos de la llanura aluvial.

En el curso bajo el gradiente disminuye aún más y el proceso de modelado del paisaje que domina es la sedimentación. Durante algún tiempo se pensó que esto se debía a que los ríos en su curso bajo circulaban más despacio que en su nacimiento y cuenca media, pero las mediciones indicaron que no era cierto. En las tierras bajas la velocidad de los ríos suele ser mayor que la de los cursos de agua de montaña, pese a ser menor su pendiente. Esto se debe a que la fricción de los finos materiales que componen su lecho es menor y no hace perder velocidad a la corriente. En las tierras bajas la llanura de inundación es mayor debido a la acreción lateral de arenas y limos a los bancos del río y a la acreción vertical de limos y arcillas durante las crecidas, momento en el que se deposita mayor cantidad de sedimentos por la pérdida de velocidad del agua cuando abandona el cauce del río. Como consecuencia de ello aparecen unos muretes naturales en ambas orillas del río Chilanguera que reciben el nombre de bancales. El río en su curso bajo suelen trazar meandros, pero si transportan un gran volumen de sedimentos su cauce se desdobra en varios canales entrelazados dando lugar a un río extendido y trenzado que cambia continuamente de forma y posición.

3.4 Cobertura Vegetal.

El paisaje vegetal del cantón de Chilanguera está marcado por una intensa transformación asociada al conjunto de actividades antrópicas, principalmente en el sector agrícola. Aun así, en el cantón en estudio se identifican las formaciones naturales, especialmente a las orillas del río Chilanguera y lo que respecta a la montaña y el cerro El Panecito. En el caso de la vegetación, se puede realizar la disponibilidad de imágenes satelitales y permiten representar, las áreas que permanecen verdes. Como lo muestra Fotografía 3.3.

Actualmente, entre los usos productivos de importancia se destacan el cultivo de granos básicos, pastos, marañón, caña de azúcar y algunas zonas escasas de bosques de eucalipto. La elaboración del mapa temático de vegetación para la sub-cuenca del río Chilanguera se realizó sobre la base de los datos del SIG del MARN, también usando las imágenes actualizadas de satélite (Google Earth) y se amplió a través de visitas de campo. Los grupos identificados se muestran en el Mapa 3.1.

Fotografía 3.3: Imagen satelital de cobertura vegetal.



Fuente: Google earth

El papel de la vegetación como factor condicionante de inestabilidad está relacionado con dos efectos principales: la sujeción que ejercen las raíces anclándose en capas más profundas y los efectos de desecación, regulando el contenido de agua en el suelo, uno de los agentes principales de inestabilidad. Por otra parte, la cobertura vegetal permite la infiltración efectiva de la precipitación y evita la capacidad erosiva de la lluvia al caer directamente sobre el suelo.

Con relación a estas funciones existe una reserva de bosque natural de 500 mz, incluida en el sistema de áreas protegidas del país. El resto está ocupado en gran parte por

cultivos de granos básicos, localizados en una franja que se extiende en la parte norte y central de la sub-cuenca.

3.4.1 Capacidad de Uso del Suelo.

Las diferentes clases de suelo son el resultado de interacciones existentes entre las diferentes componentes de clima, características de los suelos, su topografía y toda una serie de factores que han llevado a estas definiciones, en el Cuadro 3.1 se muestra la clasificación según el uso de suelos.

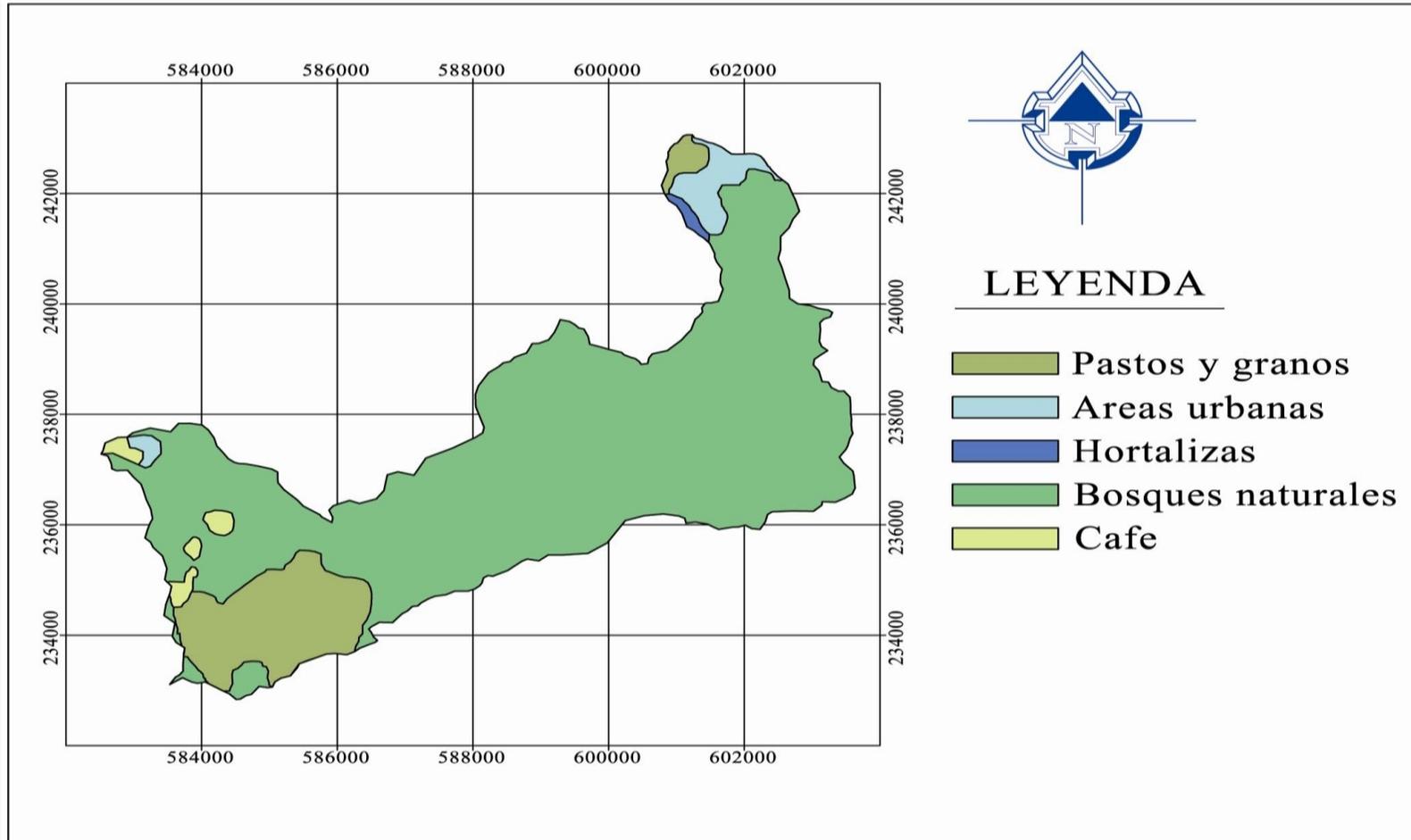
Los mapas han sido elaborados sobre la base del MARN. (Ver Mapa 3.2). La subdivisión de estos mapas se basa en las ocho clases de suelos donde se pueden realizar a su vez otras subdivisiones. El uso fundamental que se ha dado a estos mapas ha estado orientado a diferenciar entre suelos arenosos y suelos con componentes más arcillosa, ya que tendrán una diferente respuesta a la presencia de agua y por tanto será diferente su movilización. Esto se realizó de forma cualitativa teniendo en cuenta la descripción de los mismos, así como una evaluación visual en el campo.

Cuadro 3.1: Categoría de suelos según su uso.

CATEGORÍA	SÍMBOLO
Aptas para cultivos intensivos	II
Aptas para cultivos intensivos	III
Aptas para cultivos intensivos	IV
Aptas para cultivos permanentes	V
Aptas para cultivos permanentes	VI
Aptas para pastoreos y forestales	VII
Protección	VIII

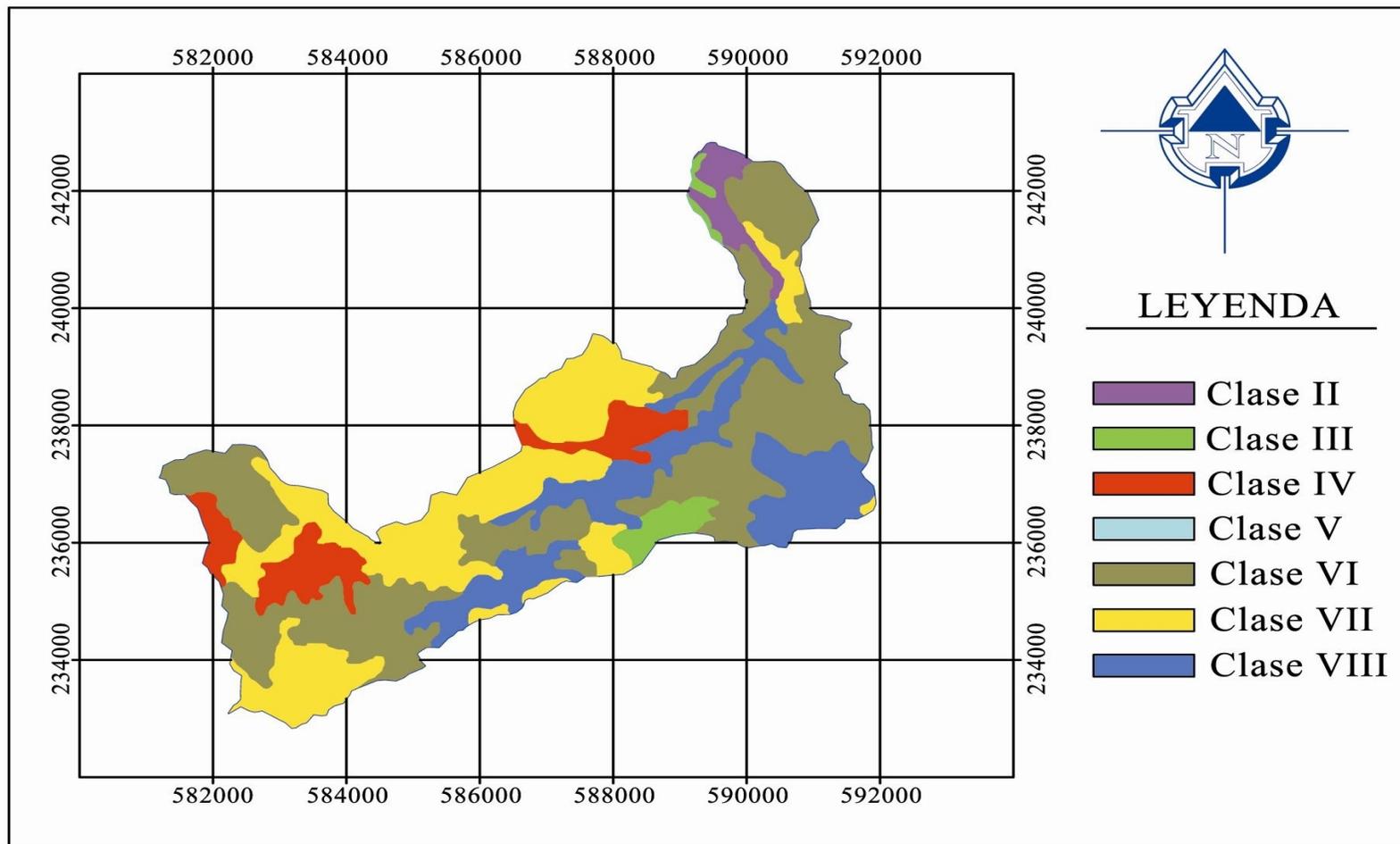
Fuente: Ministerio de medio ambiente y recursos naturales MARN.

Mapa 3.2: Uso de suelos de la sub-cuenca del río Chilanguera.



Fuente: Grupo de investigación con base de datos del MARN.

Mapa 3.3: Uso de suelos según categoría de uso.



Fuente: Grupo de investigación con base en el MARN.

3.5 Hidrología

Es la ciencia geográfica que se dedica al estudio de la distribución, espacial y temporal, y las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares. Por otra parte el estudio de las aguas subterráneas corresponde a la Hidrogeología.

La circulación de las masas de agua en el planeta son las responsables del modelado de la corteza terrestre como queda de manifiesto en el ciclo hidrológico. Esa influencia se manifiesta en función de la distribución de las masas de rocas coherentes y deleznales, y de las deformaciones que las han afectado, y son fundamentales en la definición de los diferentes relieves.

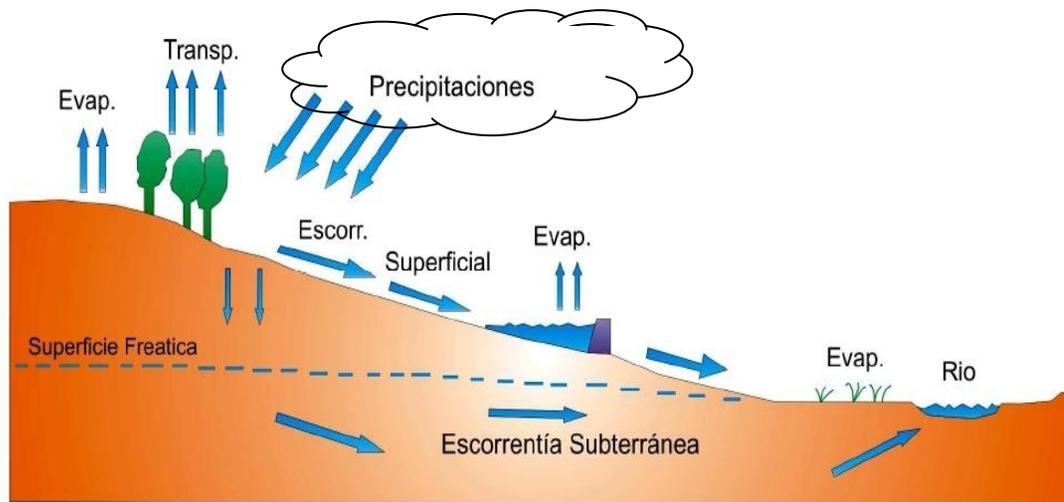
3.5.1 Ciclo hidrológico.

Se denomina ciclo hidrológico al movimiento general del agua, ascendente por evaporación y descendente primero por las precipitaciones y después en forma de escorrentía superficial y subterránea.

El ciclo hidrológico, se considera el concepto fundamental de la hidrología. De las muchas representaciones que se pueden hacer de él, la más ilustrativa es quizás la descriptiva (véase Figura 3.1). Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin; y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra en forma de precipitación. Durante su trayecto hacia la superficie de la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse o ser interceptada por las plantas o las construcciones, luego fluye por la superficie hasta las corrientes o se infiltra. El agua interceptada y una parte de la infiltrada y de la que corre por la superficie se evapora nuevamente. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega

hasta los océanos y otros grandes cuerpos de agua, como presas y lagos. Del agua infiltrada, una parte es absorbida por las plantas y posteriormente es transpirada, casi en su totalidad, hacia la atmósfera y otra parte fluye bajo la superficie de la tierra hacia las corrientes, el mar u otros cuerpos de agua, o bien hacia zonas profundas del suelo (Percolación) para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar en manantiales, ríos o el mar.

Figura 3.1: Ciclo hidrológico.



3.5.2 Cuencas.

Es el área de la superficie terrestre drenada por un único sistema fluvial. Sus límites están formados por las divisorias de aguas que la separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales.

Las cuencas pueden considerarse como sistemas abiertos en los que es posible estudiar los procesos hidrológicos; se llama sistema abierto al conjunto de elementos y alteraciones interrelacionadas que intercambian energía y materia con las zonas circundantes.

Por este motivo, la cuenca representa la unidad fundamental empleada en hidrología, la ciencia que se ocupa del estudio de las diferentes aguas en el medio ambiente natural.

3.5.2.1 Manejo de cuencas.

La conservación de los recursos naturales es críticamente importante para ser considerada en nuestra iniciativa de desarrollo sostenible. El manejo y conservación del agua es de especial importancia. En años recientes ha habido una investigación amplia que confirma la creciente carencia de agua para propósitos de consumo humano e irrigación. La razón principal es la deforestación continua y la contaminación de las cuencas hidrográficas que almacenan y producen agua en las tierras altas en América Latina.

Conceptos básicos de cuencas.

Ambiente:

Se define como todo medio exterior al organismo, elemento o sistema que afecta su desarrollo. Es el entorno vital, el conjunto de elementos físicos, naturales, estéticos, culturales, sociales, económicos e institucionales que interactúan con el individuo y con la comunidad.

El ambiente tiene una calidad natural establecida por sus características y cualidades, las que permiten determinados usos y plantean las limitantes y restricciones, con el fin que las comunidades y poblaciones hagan posible su desarrollo y alcancen un bienestar continuo. La intervención humana sobre el ambiente, puede potencializar las capacidades sin alterar la calidad deseable o aceptable.

Calidad de vida:

Grado en que los miembros de una sociedad humana satisfacen sus necesidades materiales y espirituales. Su clasificación se fundamenta en indicadores de satisfacciones básicas a través de juicios de valor.

Recursos naturales:

Son los elementos naturales que el hombre puede aprovechar para satisfacer sus necesidades económicas, sociales y culturales. Los recursos naturales se pueden agrupar en renovables (como el forestal, suelo) y no renovables (como los minerales).

Desarrollo sostenible:

Es el mejoramiento de la calidad de vida de las presentes generaciones, con desarrollo económico, democracia política, equidad y equilibrio ecológico, sin menoscabo de la calidad de vida de las generaciones futuras. Comprende cuatro dimensiones: sostenibilidad social, sostenibilidad económica, sostenibilidad ecológica y sostenibilidad técnica.

a) La sostenibilidad social: está ligada a la equidad como elemento prioritario. La equidad, en un proceso de desarrollo que permite a todos los sectores de la población:

1. En lo económico: distribución equitativa de la riqueza, acceso y control de los medios de producción y los recursos naturales;
2. En lo político: acceso y control de los procesos de toma de decisiones (en la familia, en la comunidad, en la sociedad).
3. En lo social: igualdad de acceso a los servicios sociales como salud, educación, comunicación e información.
4. En lo cultural: respeto a la cultura y el territorio.

b) La sostenibilidad económica: implica el desarrollo de las fuerzas productivas de la sociedad: significa no solamente el crecimiento de la producción, de la productividad y de las capacidades productivas, sino también el desarrollo de la eficiencia económica de los diferentes actores del proceso.

c) La sostenibilidad ecológica: implica la equidad entre las generaciones de hoy y las futuras, en lo que se refiere al uso de los recursos naturales. Estos son limitados y por lo tanto no

pueden ser explotados indiscriminadamente. Se prioriza entonces la conservación de los ecosistemas en su calidad y sus funciones, a través de un manejo racional que evite su depredación o agotamiento.

- d) La sostenibilidad técnica: implica para la población local equidad en el acceso al y el control de la tecnología. Esto significa la apropiación de las técnicas y la capacidad de generar innovaciones por parte de todos los actores del desarrollo.

3.5.2.2 Cuenca hidrográfica:

Es el espacio de territorio delimitado por la línea divisoria de las aguas, conformado por un sistema hídrico que conducen sus aguas a un río principal, a un río muy grande, a un lago o a un mar (Figura 3.2). Este es un ámbito tridimensional que integra las interacciones entre la cobertura sobre el terreno, las profundidades del suelo y el entorno de la línea divisoria de las aguas.

En la cuenca hidrográfica se encuentran los recursos naturales y la infraestructura creada por las personas, en las cuales desarrollan sus actividades económicas y sociales generando diferentes efectos favorables y no favorables para el bienestar humano. No existe ningún punto de la tierra que no pertenezca a una cuenca hidrográfica.

Como delimitar una cuenca hidrográfica

La cuenca hidrográfica se puede delimitar físicamente, por medio de una carta topográfica, un plano altimétrico o un mapa topográfico, que tenga suficiente detalle de las alturas del terreno.

Figura 3.2: Cuenca hidrográfica.



Fuente: World visión, manual de manejo de cuencas.

Entre las escalas más comunes se tienen, 1:25,000 y 1:50,000, aunque para fines de diseño e intervención, las escalas más recomendables pueden ser 1:10,000 ó 1:5,000; el tamaño y complejidad del relieve de la cuenca indicarán que hay que tomar en cuenta “cuál es la escala más apropiada”.

Por ejemplo, terrenos planos requieren más detalle de las curvas de nivel y la escala será mayor; por el contrario, terrenos muy accidentados y de variadas pendientes, requerirán menor detalle de curvas a nivel y la escala podría ser menor. En el Cuadro 3.2 se muestra el procedimiento para delimitar una cuenca.

3.5.2.3 Trabajando con enfoques y criterios de cuencas hidrográficas

Las corrientes tradicionales consideran que el manejo de cuencas sólo se refiere al manejo del agua y a la interrelación de este recurso, con el medio en el cual se desarrolla el sistema.

Muchas veces los proyectos y planes pueden definir el nivel de interacciones e interrelaciones para enfocar la problemática existente, dependiendo del interés de los beneficiarios, de la capacidad operativa, de la disponibilidad de recursos y de las decisiones políticas. En esta dinámica, los enfoques tienen relación, con un recurso, con todos los recursos, con el ambiente, con un sector, en forma integral o la combinación de algunos, casos muy específicos están dirigidos a cuencas urbanas y cuencas municipales.

En general, para desarrollar los procesos metodológicos, se pueden enfocar aspectos integrales, sectoriales, de recursos naturales o de desarrollo en general. La base de tomar a la cuenca como unidad de planificación y manejo, obedece a una decisión de ordenar y manejar los elementos de este sistema, aprovechando las ventajas y beneficios que le ofrece, comparando con otras alternativas de manejo, considerando las condiciones de cada lugar.

Cuadro 3.2: Procedimiento para delimitar una cuenca.

1. Obtener una carta nacional, trabajar sobre ella o sobre un papel transparente.
2. Establecer el punto de interés sobre el cual se definirá una cuenca, sub-cuenca o micro-cuenca (la desembocadura o confluencia del río).
3. Trazar con lápiz azul, la red de drenaje, principal, y los tributarios.
4. Identificar en los extremos de la red los puntos más altos (mayor cota), cerros, colinas o montañas. marcar estas referencias con color rojo.
5. Con la red de drenaje, los puntos de referencia más elevados en el contorno de la cuenca, se procede a marcar con color rojo la divisoria de las aguas.
6. Para identificar la divisoria, hay que tener en cuenta el valor de las curvas de nivel y cuando ellas indican el drenaje fuera o dentro de la cuenca.
7. Tomar en consideración algunas referencias; cuando curvas del mismo valor están muy juntas significan una gran pendiente, pero si están muy separadas representan tierras planas. curvas de forma cóncava hacia arriba y valores ascendentes significan un curso de agua. curvas de forma convexa hacia arriba y valores ascendentes, significan un cerro o montaña.
8. Como producto final se obtiene la cuenca delimitada.

Fuente: World vision, manual de manejo de cuencas.

El enfoque sustancial del manejo de cuencas, es dirigir la atención en las personas, las familias y sus comunidades, denominado "enfoque antropocéntrico", mediante el cual, para manejar los recursos naturales o el ambiente, se tiene que entender al hombre, porqué hace lo

que hace, cuáles son sus necesidades, qué puede realizar para mejorar el ambiente o conservar los recursos. Por lo tanto para lograr esto, hay que capacitar a las personas (organizaciones, comunidades, familias, hombres, mujeres, jóvenes, niñas y niños), fortalecerlo en su capacidad de gestión y sobre todo para que sean capaces de crear alternativas que le brinden beneficios y pueda lograr su bienestar.

Considerando lo anterior, y dependiendo de las necesidades de atención, los principales enfoques de manejo de cuencas se ilustran en el Cuadro 3.3.

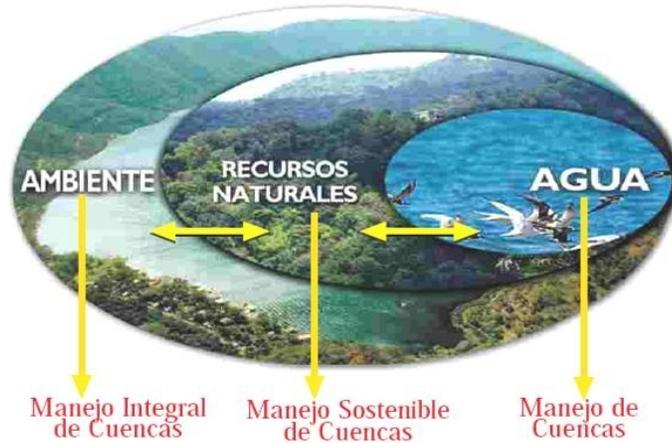
Cuadro 3.3: Enfoque de manejo de cuencas.

1. Cuando el agua es el centro de la planificación y manejo, allí adquiere predominancia el concepto de calidad y cantidad de agua, y dependen de cómo funciona y cómo se maneja el sistema hídrico. se da origen al "manejo de cuencas".
2. Cuando los recursos naturales constituyen el centro de la planificación y manejo, pero se mantiene al recurso hídrico como elemento integrador en la cuenca. se da origen al "manejo sostenible de cuencas".
3. Cuando el enfoque es amplio y se define que el centro de la planificación y manejo es el ambiente, pero manteniendo el rol estratégico del recurso hídrico. se da origen al "manejo integral de cuencas".

Fuente: World visión, manual de manejo de cuencas.

Por lo anterior podemos ilustrar el manejo de cuencas dependiendo del enfoque que se realice como se muestra en la Figura 3.3.

Figura 3.3: Agua recurso integrador y estratégico.



Fuente: World visión, manual de manejo de cuencas.

3.5.2.4 Beneficios y ventajas de trabajar con enfoque de cuencas hidrográficas.

Este es uno de los temas principales que deben desarrollarse con el propósito de tener la claridad, el respaldo y justificación del porqué se debe realizar el manejo de la cuenca. También permitirá promover la integración y participación de todos los actores, responsables e interesados en el aprovechamiento y manejo de los recursos naturales de las cuencas. Para resaltar los beneficios y ventajas será necesario definir indicadores, sobre el mejoramiento ambiental, calidad de vida y la sostenibilidad de los recursos naturales, logrados mediante manejo de cuencas. Entre los principales beneficios y ventajas se señalan los siguientes:

1. La intervención en un sistema integrado, permite una mejor coordinación entre proyectos y acciones, permite tener una mejor visión de los problemas, sus causas, sus efectos y las interacciones entre ellos.
2. Es una alternativa interesante para el ordenamiento territorial y ambiental, posibilita la relación e interacción espacial, y los diferentes escenarios asociados a las capacidades y vocación de la cuenca.

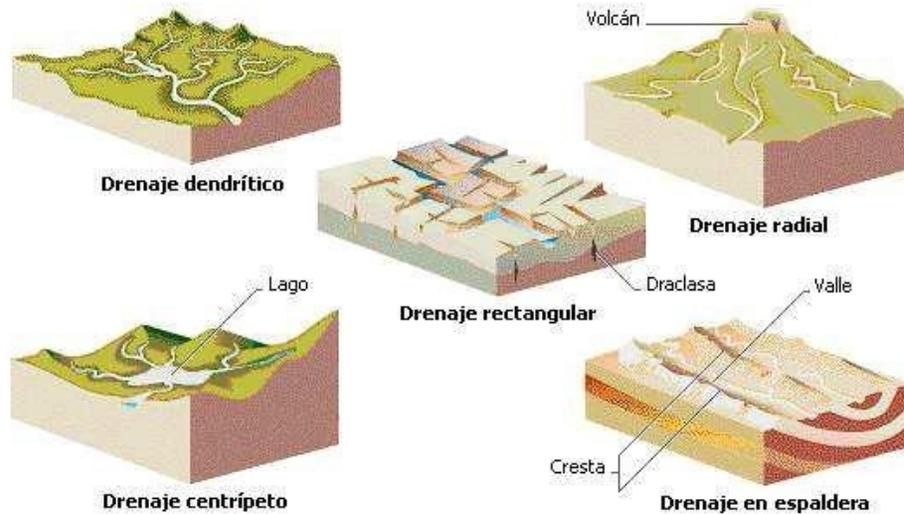
3. Facilita la concertación, se maneja mejor los conflictos y se definen prioridades en forma armoniosa.
4. Es posible identificar y manejar un desarrollo metodológico homogéneo.
5. A nivel de micro-cuencas se puede lograr una participación más inmediata, por el interés común en este nivel de espacio.
6. Es posible lograr una mejor explicación a los usuarios (internos y externos) de los servicios de la cuenca.
7. A nivel de finca a los productores se les demostrará los beneficios que se derivan de la conservación de suelos, aguas, agroforestería, manejo de cultivos, uso racional de agroquímicos (mejor uso de los recursos naturales). Se mostrarán los resultados asociados con el rendimiento de los cultivos, mejor productividad, disminución de insumos y costos de producción, mayor retención de humedad y de calidad de agua, mayor oferta de agua, disponibilidad de leña y otros productos forestales.
8. A nivel de cuenca, se logrará mejorar la calidad del agua, regular el sistema hídrico, controlar inundaciones y sequías, estabilizar a la población, internalizar las externalidades asociadas al manejo de la cuenca.
9. Fuera de la cuenca, se garantiza la oferta de servicios, por ejemplo: Agua para poblaciones, riego, electricidad, lugares de esparcimiento, oferta de productos forestales y agropecuarios.
10. Se facilita la organización y gestión para la cuenca.
11. Se pueden identificar las fuentes de financiamiento asociados a los efectos globales y específicos que se producen en la cuenca.

12. Se puede promover con mayor respaldo, la participación para el manejo de la cuenca y su sostenibilidad institucional. Ejemplos: Por medio de los comités de cuencas, cuencas municipales u otras entidades de cuencas en general.
13. Valoración de la tierra y del patrimonio ambiental.
14. Bienestar social, económico y ambiental.

3.5.2.5 Patrón de drenaje de las cuencas.

Las corrientes fluviales tienden a formar cinco tipos diferentes de drenaje: dendrítico, rectangular, radial, centrípeto y en espaldera. Esta tipología resultante es fruto de la clase de suelo existente en el área de drenaje y de la erosión del mismo por la acción de los cursos fluviales. Así, el modelo dendrítico, caracterizado por la ramificación, se forma en áreas con rocas sedimentarias planas, mientras que las regiones con cumbres elevadas, como las volcánicas, tienen un drenaje de tipo radial. En ocasiones, el agua fluye hacia un valle profundo a causa del drenaje de tipo centrípeto, dando lugar a un lago, o erosiona zonas localizadas entre crestas y cordones montañosos, lo que origina valles encajonados, como sucede cuando el drenaje es en espaldera. Dichos patrones de drenaje antes mencionados se muestran con mayor detalle en la Figura 3.4.

Figura 3.4: Patrones típicos de drenaje de una cuenca.



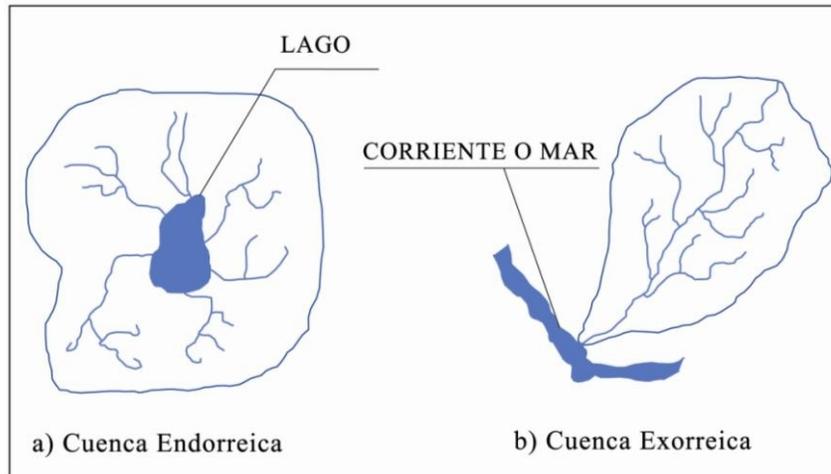
3.5.2.6 Morfología de las cuencas.

Las características de una cuenca y de las corrientes que forman el sistema hidrográfico pueden representarse cuantitativamente mediante índices de la forma y relieve de la cuenca de la conexión con la red fluvial. Muchos de los índices son razones matemáticas, por lo que pueden utilizarse para caracterizar y comparar cuencas de diferentes tamaños.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: Endorreicas y Exorreicas (Figura 3.5).

1. Las cuencas Endorreicas, el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago.
2. Las cuencas Exorreicas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar.

Figura 3.5: Cuenca Endorreica y Exorreica.



3.5.2.7 Características físicas de una cuenca.

La cuenca posee dichas características se clasifican en dos tipos:

1. Las que condicionan el volumen de escurrimiento como el área y tipo de suelo de la cuenca.
2. Las que condicionan la velocidad de respuesta como el orden de corriente, la pendiente, sección transversal, etc.

Estas dependen de la morfología (relieve, forma, red de drenaje, etc.), los tipos de suelos, la capa vegetal, la geología, las prácticas agrícolas, entre otras. A continuación se presentan las características más relevantes de las cuencas.

El parte aguas.

Teóricamente, es una línea imaginaria que une los puntos de máximo valor de altura relativa entre dos laderas adyacentes pero de exposición opuesta; desde la parte más alta de la cuenca hasta su punto de emisión, en la zona hipsométricamente más baja.

Criterios para el trazo del Parte aguas:

1. Seleccionar los puntos más elevados del entorno físico de la cuenca.
2. Definición del sistema de drenaje superficial y el cauce más largo.
3. Determinación del punto de interés.
4. La línea divisoria corta ortogonal mente a las curvas de nivel.
5. Cuando la divisoria aumenta su altitud esta corta a la curva de nivel por su parte convexa.
6. La línea divisoria nunca debe cortar a un arroyo, Río, excepto en el punto de interés.

Área y perímetro de la cuenca.

Se define como la superficie en proyección horizontal delimitada por el parte aguas, expresada generalmente en km². Siguiendo el criterio de investigadores como Ven Te Chow se pueden definir como cuencas pequeñas aquellas con áreas menores a 250 km², mientras que las que poseen áreas mayores a los 2500 km² se clasifican dentro de las grandes cuencas.

Los métodos más utilizados para medir estos parámetros son:

- ❖ Medición con Planímetro.
- ❖ Medición con Curvímetro.
- ❖ Digitalización y medición con sistemas de Diseño Gráfico Asistido por Computadora (CAD).

Corriente principal de una cuenca.

Es la corriente que pasa por la salida de la misma. Se aplica solamente a las cuencas exorreicas las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, y toda cuenca tiene una y solo una corriente principal.

Cauce más largo.

Es aquel en el cual la distancia es más larga en recorrido de la vertiente, expresado

generalmente en km. Las cuencas correspondientes a la corriente tributaria o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o sub-cuencas.

Sistema de drenaje.

Está constituido por el río principal y sus tributarios. *Orden de las corrientes*; Refleja el grado de ramificación o bifurcación dentro de una cuenca.

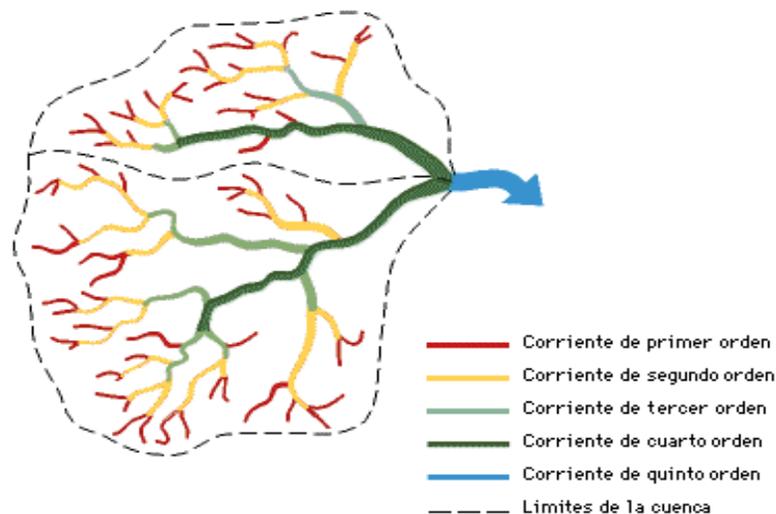
Corrientes de primer orden: pequeños canales que no tiene tributarios.

Corrientes de segundo orden: cuando dos corrientes de primer orden se unen.

Corrientes de tercer orden: cuando dos corrientes de segundo orden se unen.

Corrientes de orden $n+1$: cuando dos corrientes de orden n se unen.

Figura 3.6: Orden de las corrientes.



Drenaje de la cuenca.

Por drenaje se entiende la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evacuar, las aguas provenientes de fuertes lluvias, que tratan de mantenerse sobre la superficie de la tierra, por el grado de saturación de las capas del subsuelo. Si este se

encuentra saturado, y la lluvia continua almacenada sobre la superficie, llegara un momento en que las aguas allí contenidas, tratan de evacuar a través del cauce natural, produciéndose así el drenaje da la cuenca.

Hay dos índices que miden el sistema de drenaje de una cuenca, y son: la densidad de corriente (Ds), y la densidad de drenaje (Dd).

❖ Densidad de corriente Ds: Se define como el número de corrientes perennes o intermitentes por unidad de área.

❖ Densidad de drenaje Dd: es la longitud de corriente por unidad de área.

$$D_s = N_s/A \quad \text{E. c. 3.1}$$

$$D_d = L_s/A \quad \text{E. c. 3.2}$$

Donde: N_s = Numero de corrientes perennes e intermitentes.

L_s = Longitud total de las corrientes.

A = Área de la cuenca.

Pendiente media de la cuenca (sm).

Es una de las características hidrológicas más importantes de la cuenca ya que rige el drenaje, además está relacionada con los procesos de infiltración, escorrentía, humedad del suelo, alimentación de cursos de agua, etc. El valor de la pendiente controla el tiempo de concentración que es de mucha importancia para conocer la magnitud de las avenidas.

Esta se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$S_m = \frac{\sum L * D}{A_c} (100\%) \quad \text{Ec. 3.3}$$

Donde:

S_m : Pendiente media (%)

$\sum L$: Sumatoria de todas las longitudes de las curvas de nivel (Kms.)

D : Intervalo entre dos curvas consecutivas (Kms.)

Ac: Área de la cuenca (Km²)

El método de Horton, según lo refiere Viessman:

Medida de la pendiente en sentido vertical u horizontal aplicamos la siguiente fórmula:

$$P = 1.5 \left(\frac{n * e}{\sum l} \right) \quad \text{E. c. 3.4}$$

Donde:

n = número de intersecciones

e = equidistancia entre curvas de nivel (metros)

$\sum l$ = suma de las longitudes de las verticales u horizontales de la cuadrícula (metros).

Elevación media de la cuenca.

La elevación media de una corriente es un factor que afecta la temperatura y la precipitación. Pues la variación de la temperatura va a influir en la variación de pérdidas de agua por evaporación.

Métodos para determinar la elevación media:

Primer método: Se puede determinar por la aplicación de métodos de líneas de intersección, para esto se cuadrícula un mapa topográfico de la cuenca, de tal modo que no existan menos de 100 intersecciones dentro del área de drenaje. La elevación media es la media aritmética a las elevaciones de las intersecciones.

Segundo método: Se puede también calcular midiendo el área de la cuenca en pares de contorno y curvas de nivel sucesivas. Los porcentajes de esas áreas se calculan con respecto al total y el porcentaje de área sobre o bajo de cada contorno (área entre curvas de nivel con la utilización del software Autodesk Land Desktop 2009.

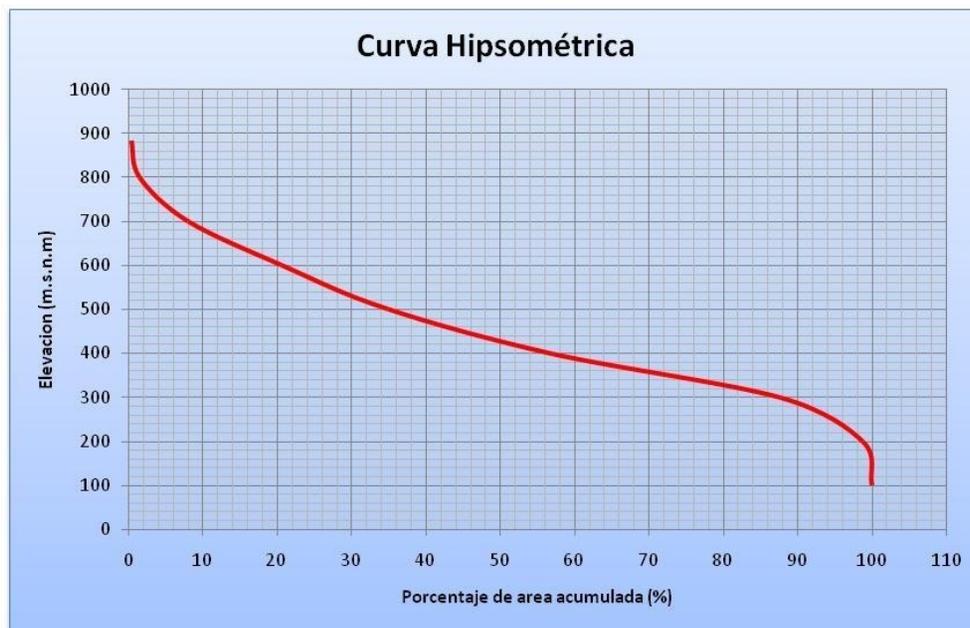
$$E_m = \sum a_e / A_t \quad \text{Ec. 3.5}$$

Donde: E_m = Elevación media.
 A_t = Área total de la cuenca (Km^2).
 a = Área entre dos curvas de nivel (Km^2).
 e = Elevación media entre dos curvas sucesivas (mts).

Tercer método: La elevación media se puede calcular también por medio de la curva hipsométrica, en la cual interesa conocer cómo se distribuye el área de una cuenca a distintos niveles topográficos, a fin de comparar características de almacenamiento y flujo entre cuencas.

Esto es posible a través de la curva hipsométrica. La curva puede ser obtenida midiendo las áreas entre curvas de nivel adyacentes. La curva representa una distribución Área acumulada vs. Elevación (Figura 3.7).

Figura 3.7: Curva hipsométrica.



Forma de la cuenca.

De la observación de la forma de una cuenca y de su sistema de drenaje se tiene una idea exacta del rendimiento de las corrientes tributarias, así como también de los estratos subterráneos, las formas más comunes de las cuencas son las ovoidales, pero también pueden aparecer con formas redondas, rectangulares, alargadas o en forma de abanico.

Índice de Gravelius o Coeficiente de Compacidad (Kc): Es la relación “Kc” existente entre el perímetro de la cuenca “P” y el perímetro de un círculo que tenga la misma superficie “A” que dicha cuenca:

$$Kc = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}} \Rightarrow Kc = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{Ec. 3.6}$$

El índice será mayor o igual a la unidad, de modo que cuanto más cercano a ella se encuentre más se aproximará su forma a la del círculo, en cuyo caso la cuenca tendrá mayores posibilidades de producir crecientes con mayores picos (caudales). Por otra parte “K” es un número dimensional independiente de la extensión de las cuencas.

Factor de Forma (Kf): Es la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial se mide cuando se sigue el curso del agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca. El ancho medio (B) se obtiene cuando se divide el área por la longitud axial de la cuenca.

$$Kf = \frac{B}{L} ; B = \frac{A}{L} \Rightarrow Kf = \frac{A}{L^2} \quad \text{Ec. 3.7}$$

Donde: B: es el ancho medio en kms.
 L: Longitud axial de la cuenca en kms.
 A: Área de drenaje en km².

Una cuenca con factor de forma bajo está menos sujeta a crecientes que otra del mismo tamaño, pero con mayor factor de forma.

3.5.3 Precipitación.

Precipitación es cualquier agua meteórica recogida sobre la superficie terrestre. Esto incluye básicamente: lluvia, nieve y granizo. (También rocío y escarcha que en algunas regiones constituyen una parte pequeña pero apreciable de la precipitación total). Para evitar conclusiones erróneas, es importante dar la interpretación adecuada a la información sobre precipitación, que a menudo no puede ser aceptada sin mayor recelo.

Formación de las precipitaciones.

La formación de la precipitación impone la existencia de condensación dentro de la atmósfera debida al enfriamiento de ella. Esta condensación se facilita por la presencia en la atmósfera de partículas o moléculas, denominadas núcleos de condensación, entre los que destacan el polvo, las moléculas de cloruro sódico así como productos de la combustión del azufre y compuestos nitrosos.

En relación a su origen, pueden distinguirse los siguientes tipos:

- ❖ **Las ciclónicas:** Son las provocadas por los frentes asociados a una borrasca o ciclón. La mayor parte del volumen de precipitación recogido en una cuenca se debe a este tipo de precipitaciones.
- ❖ **Las de convección:** Se producen por el ascenso de bolsas de aire caliente; son las tormentas de verano.
- ❖ **Las orográficas:** Se presentan cuando masas de aire húmedo son obligadas a ascender al encontrar una barrera montañosa.

Medición de la precipitación.

Dentro de los distintos métodos que sirven para medir la precipitación están:

- ❖ **Pluviómetros:** Un pluviómetro (ver Figura 3.8 A) recoge el agua en una bureta de sección menor a la de la boca del pluviómetro. La lectura del agua recogida se efectúa una vez al día.

- ❖ **Pluviógrafos:** Un pluviógrafo clásico (ver Figura 3.8 B) funciona como un pluviómetro pero que registra la evolución de la precipitación con el tiempo, bien con tinta y papel, bien digitalmente.
- ❖ **Redes pluviométricas.** Cada país dispone de una red de pluviómetros y son estos datos los que se utilizan para cualquier estudio; raramente se instalan algunos para una investigación concreta. Una red de pluviómetros debe estar adecuadamente diseñada, dependiendo del relieve, de la densidad de población, del interés para obras hidráulicas, previsión de avenidas, etc.

Curvas de intensidad – duración – frecuencia.

Esto es importante para relacionar posteriormente las precipitaciones con los caudales generados en los cauces superficiales, por ejemplo para el diseño de obras públicas relacionadas con la esorrentía superficial.

Figura 3.8: Pluviómetro y Pluviógrafo.



A) PLUVIOMETRO

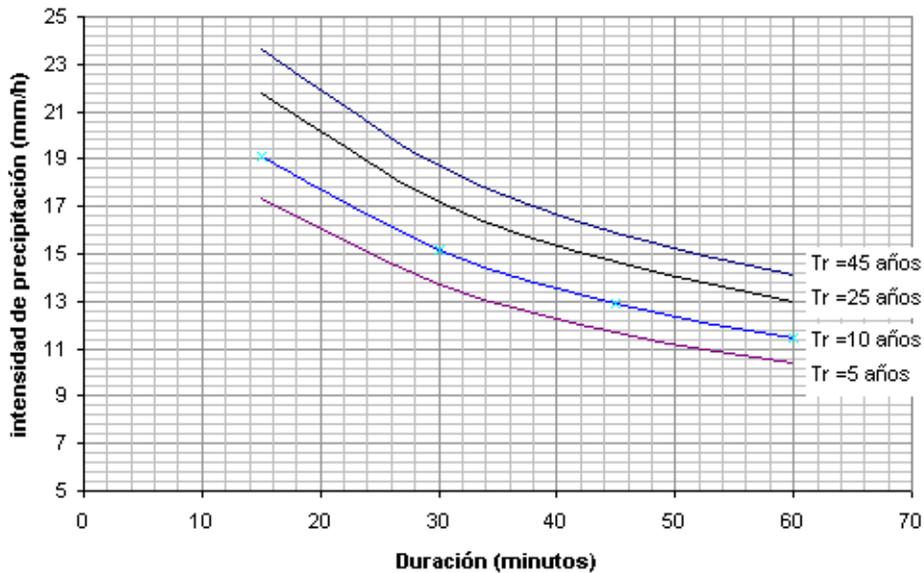


B) PLUVIOGRAFO

Es más habitual la elaboración de este tipo de curvas después de ciertos cálculos estadísticos, dando lugar a una familia denominada "Curvas IDF"(ver Figura 3.9). En este tipo de gráficos aparecen varias curvas intensidad-duración correspondientes a diversos periodos de retorno, por ejemplo: 10, 25,... años.

Para una mejor lectura, es frecuente representar las curvas IDF en escalas logarítmicas. En la figura inferior aparecen las mismas curvas IDF del gráfico superior, pero en un gráfico logarítmico.

Figura 3.9: Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia I.D.F.



3.5.4 Análisis de máximas avenidas.

Concepto de avenida: Se define como avenida al estado que tiene una corriente de agua en el momento en que su caudal, que ha estado aumentando, pasa a ser mayor que cierto valor específico. Este valor específico es una cantidad fijada que puede ser.

El caudal medio anual.

Un múltiplo del caudal medio anual.

Un caudal con una probabilidad de ocurrencia.

El caudal de una avenida es importante para estudiar el diseño de cualquier obra hidráulica que se quiera construir en algún lugar de una cuenca. A este lugar se le llamara el punto bajo estudio y las avenidas a predeterminarse serán las que ocurran en ese lugar. Además por avenida se entenderá, el caudal máximo que puede alcanzar dicho evento, o sea que se le puede llamar también avenida máxima.

Una avenida llega a su valor máximo, cuando en punto bajo estudio concurren el mayor número de partículas de agua, siendo este número función del tiempo de duración de la lluvia, de la intensidad de la misma y de la configuración de la cuenca.

El tiempo de concentración de una cuenca se define como “el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer la distancia entre el punto más alejado de la cuenca y el punto bajo estudio”.

Formulas utilizadas para calcular el tiempo de concentración:

❖ **Formula de Kirpich:**

$$t_c = 0.00025 \frac{L^{0.8}}{\left(\frac{H}{L}\right)^{0.5}} \quad \text{E. c. 3.8}$$

Donde: L= longitud del cauce más largo en metros.

H= desnivel máximo en metros.

Tc= tiempo de concentración en horas.

❖ **Formula de California:**

$$t_c = \left(\frac{0.871 * L^3}{H}\right)^{0.385} \quad \text{E. c. 3.9}$$

Donde: L= longitud del cauce más largo en km.

H= desnivel máximo en metros.

Tc= tiempo de concentración en horas.

❖ **Formula de Temez:**

$$t_c = 0.3 * \left[\frac{L}{\left(\frac{H}{L}\right)^{0.35}} \right]^{0.75} \quad \text{E. c. 3.10}$$

Donde: L= longitud del cauce más largo en km.

H= desnivel máximo en metros.

Tc= tiempo de concentración en horas.

❖ **Formula de Giandotti:**

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5 * L}{0.8\sqrt{H}} \quad \text{E. c. 3.11}$$

Donde: L= longitud del cauce más largo en km.

H= desnivel máximo en metros.

Tc= tiempo de concentración en horas.

A= área de la cuenca en km².

Factores que afectan una avenida máxima.

Los factores que afectan las avenidas pueden clasificarse en dos grupos que son:

- ❖ Factores climáticos.
- ❖ Factores fisiográficos.

Los factores climáticos son aquellos que dependen de condiciones meteorológicas, especialmente de la precipitación. Entre estos factores podemos mencionar.

1. Intensidad de la precipitación. Mientras más intensa sea una lluvia se producirá una avenida mayor y viceversa.
2. Duración de la precipitación. Una lluvia que dure más tiempo que otra, producirá una avenida mayor, siempre que la duración sea igual o menor al tiempo de concentración de la cuenca.
3. Distribución espacial de la precipitación en la cuenca. Esto se refiere a la cantidad de precipitación así como a su concentración dentro del espacio físico denominado cuenca.
4. Dirección del movimiento de la precipitación. Si la lluvia se dirige al punto bajo estudio la avenida será mayor.
5. Precipitaciones anteriores. Si ha llovido mucho anteriormente, la humedad del suelo será mayor, la infiltración será menor y, por lo tanto, la avenida será mayor.

Los factores fisiográficos son aquellos que dependen de las características físicas de la cuenca bajo estudio. Entre estos factores podemos mencionar:

1. Extensión de la cuenca. A mayor extensión del área tributaria, las avenidas tenderán a ser mayores por el efecto físico del área.
2. Forma de la cuenca. Si la forma de la cuenca tiende a ser circular, las avenidas serán mayores que si la cuenca tendiera a una forma alargada.
3. Pendiente de las vertientes. Esto está en relación directa con la velocidad de propagación de la crecida, a mayor pendiente el agua escurre más rápido, y la infiltración será menor produciéndose mayores avenidas que si la pendiente de las vertientes fuera menor.

4. Uso de la tierra. En terrenos cultivados o en áreas construidas, la tierra está en condiciones no naturales puesto que en las áreas urbanas hay un aumento de áreas impermeables y en áreas cultivadas con mal manejo generalmente se reduce la infiltración y ocurre un aumento de los volúmenes de escorrentía superficial, lo que produce mayores avenidas.
5. Permeabilidad del suelo. Este es un elemento que está en relación directa con la facilidad del suelo para retener o soltar agua.

Importancia del estudio de las avenidas.

La importancia de la predeterminación de una avenida es más evidente, ya que son de sobra conocidos los efectos destructivos que causan al inundar grandes extensiones cultivadas, áreas construidas u obras hidráulicas produciendo grandes pérdidas en bienes materiales, y, a veces provocando la muerte de personas.

Entre las obras cuyo diseño depende de la influencia de una avenida podemos mencionar: puentes, depósitos de almacenamiento de agua, presas, desagües de poblaciones, drenajes de carreteras, canales alcantarillas, vertederos, protectores de avenidas, etc.

En un análisis de predeterminación de avenida máxima por cualquier método que se emplee, generalmente se obtiene una estimación del caudal máximo que tiene una determinada probabilidad de ocurrir y por tanto un periodo de cierto número de años; denominada periodo de diseño o periodo de retorno.

La determinación de la magnitud del periodo de retorno, es un problema sumamente delicado y depende, más que todo del peligro al que están sujetas vidas humanas y propiedades en casos de que la obra falle.

3.5.5 Métodos para la determinación de caudal máximo.

Los métodos empleados para la determinación de eventos máximos, como son los caudales máximos se pueden enumerar como siguen:

- a) Métodos Empíricos.
- b) Métodos Estadísticos.
- c) Métodos Hidrometeorológicos.

a) Métodos Empíricos.

Los métodos empíricos están basados en la experiencia del proyectista y en general, requieren del conocimiento del tamaño de la cuenca considerada; son procedimientos fundamentados en información de orden general obtenidas de corrientes de agua estudiadas anteriormente, ya sea de la misma cuenca o de otras; sólo son aplicables a cuencas cuyas características son similares a las que sirvieron de base para deducirlas. La ventaja de estos métodos es que son de fácil y rápida aplicación. Entre ellos están:

❖ *Avenidas Históricas*: Su aplicación consta de tres pasos:

- 1) Determinación de la altura de aguas máximas alcanzadas por la corriente.
- 2) Estimación de la avenida máxima observada.
- 3) Estimación de la avenida máxima posible.

❖ *Curvas Envolventes*: Se trazan en un gráfico los caudales de avenidas máximas, calculadas en función del área de las cuencas que lo producen. Se obtienen puntos que no pasan cierta zona del gráfico, lo cual forma la curva envolvente.

❖ *Fórmulas Empíricas*: Surgen de la necesidad de estimar avenidas de ríos donde se tiene el número de datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza, con un margen de seguridad.

b) Métodos Estadísticos.

Los métodos estadísticos hacen uso de datos de *precipitaciones - escurrimientos* que *se han registrado* durante un largo periodo y se basan en los caudales máximos anuales del cauce en estudio.

Estos métodos consideran que el caudal máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución y se basan en ciertas leyes estadísticas tales como: Ley de Gumbel, Ley de Nash, Ley de Lebediev, etc.

La aplicación no es recomendable en el país, especialmente en zonas urbanas, ya que no se cuenta con un sistema de muestreo para caudales drenados en áreas urbanas.

c) Métodos Hidrometeorológicos.

Estos métodos, basan su estudio en la relación lluvia - escurrimiento, requieren de datos de precipitación, así como de algunas características de las cuencas de estudio. Sin embargo cada método en particular presenta sus limitantes referentes a esta investigación.

Dentro de los métodos Hidrometeorológicos más aplicables se encuentran:

- ❖ Método Racional.
- ❖ Hidrograma Unitario.
- ❖ Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
- ❖ Método de las Isócronas.

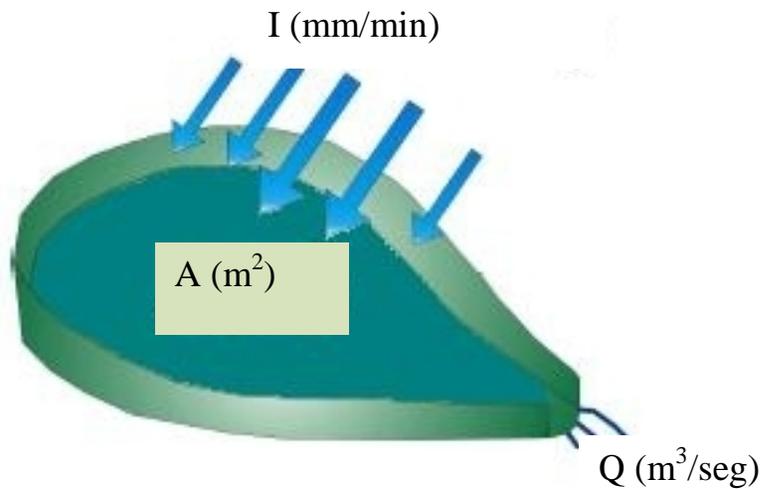
❖ **Método Racional.**

Consiste únicamente en la aplicación de una fórmula, la cual expresa que la descarga es igual a un porcentaje de la precipitación multiplicada por el área de la cuenca. La duración mínima de la lluvia es el Tiempo de Concentración (t_c). Esta es la base del método o fórmula racional. Se enuncia así:

$$Q = K C I A \qquad \text{Ec. 3.12}$$

Donde: Q = Caudal en m^3/seg .
 K = Constante de conversión de unidades.
 C = Coeficiente de Escorrentía, adimensional.
 I = Intensidad de lluvia para diseño en mm/min .
 A = Área de drenaje, en m^2 .

Figura 3.10: Representación básica del método racional.



Este método se basa en las siguientes hipótesis:

1. La proporción de escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia, es un máximo cuando esa intensidad de lluvia dura al menos tanto como el tiempo de concentración.
2. El máximo escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia con duración igual o mayor que el tiempo de concentración, es una fracción de esa precipitación, *esto* es, se supone una relación lineal Q e I , y $Q = 0$ cuando $I = 0$.
3. La frecuencia de la máxima descarga es la misma que la de la intensidad de lluvia para el tiempo de concentración dado.

4. La relación entre máxima descarga y tamaño del área de drenaje es la misma que la relación entre duración e intensidad de precipitación.
5. El Coeficiente de Escorrentía es el mismo para lluvia de diversas frecuencias.
6. El Coeficiente de Escorrentía es el mismo para todas las lluvias en una cuenca dada.

Este método no toma en cuenta el efecto de almacenamiento de la cuenca, pues supone que la descarga es igual a la precipitación fluvial menos toda la retención de la cuenca. Tampoco considera variaciones de intensidad de lluvia en el área, durante todo el tiempo de concentración. Estas suposiciones hacen particularmente susceptible de errores los cálculos, cuando el tamaño de área de drenaje es grande.

Con valores correctos de precipitación fluvial y para un coeficiente de escurrimiento dado, la formula racional siempre sobrestima el escurrimiento con errores apreciables al aumentar el tamaño de la cuenca. Por consiguiente, esta fórmula es confiable a cuencas pequeñas menores de 2 Km².

El valor del coeficiente de escorrentía depende en gran medida de las características que rigen la cantidad y velocidad de escurrimiento de la cuenca. Cuando el tipo de superficie que cubre el agua es muy variado, el valor de C se encuentra por ponderación. En el Cuadro 3.4, se presentan valores de coeficientes de escorrentía para diversos periodos de retorno.

❖ **Hidrograma Unitario.**

Un Hidrograma puede representarse con una gráfica como la observada en la Figura 3.11, la cual representa el escurrimiento producido por una sola tormenta. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varia no sólo de una cuenca a otra, sino también de tormenta a tormenta, es posible distinguir de la Figura 3.11, los siguientes aspectos:

1. *Punto de levantamiento:* En este punto, el agua proveniente de la tormenta analizada comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante ésta ó incluso cuando ha transcurrido algún tiempo después que dejó de llover y depende de varios factores, entre los que se pueden mencionar: el tamaño de la cuenca, su intensidad de drenaje, tipo de suelo y duración de la lluvia.
2. *Pico de la tormenta:* Es el caudal máximo producido por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.
3. *Punto de inflexión:* En este punto es aproximadamente cuando se termina el flujo sobre el terreno y de aquí en adelante, el excedente de agua en la cuenca escurre de forma superficial o subterránea.
4. *Final del escurrimiento:* De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de forma evidente.

Cuadro 3.4: Coeficientes de escorrentía para diferentes tipos de pendiente.

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	>50%	20-50 %	5-20%	1-5%	0-1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.55	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosque, densa vegetación.	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: Hidrología, Ven Te Chow, (*Benites et al, 1980*), McGraw Hill, Bogotá 1988.

Tp: Tiempo de pico: Es el tiempo que transcurre, entre el punto de levantamiento (A) y el punto pico del hidrograma (B).

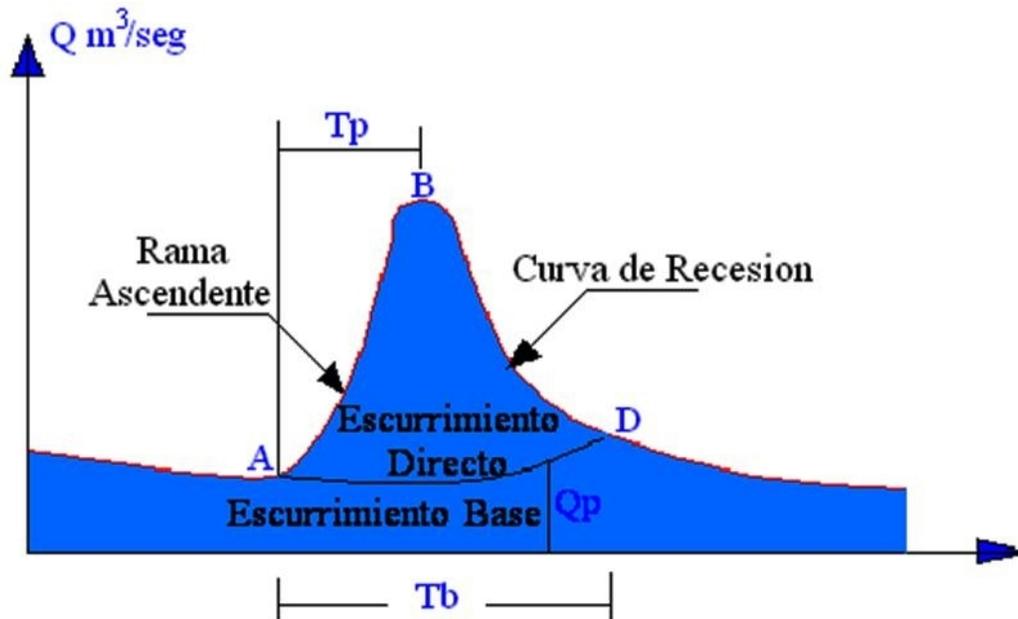
Tb: Tiempo base: Es el tiempo que transcurre hasta el punto final del escurrimiento directo.

Rama ascendente: Es la parte del hidrograma delimitada por el punto de levantamiento (A) y el pico de la fórmula (B).

Rama descendente o curva de recesión: Es la parte del hidrograma que va desde el pico de la tormenta (B) hasta el final del escurrimiento directo (D).

Este método considera que si dos lluvias idénticas caen sobre una cuenca de drenaje que tuviera condiciones idénticas antes de la precipitación, los hidrogramas de escurrimientos derivados de dichas lluvias, serían los mismos. Esto constituye la base del método.

Figura 3.11: Hidrograma unitario



El primer paso para la derivación de los datos, es hacer la separación del escurrimiento del agua del subsuelo, del escurrimiento directo. Se determina el volumen del escurrimiento y las ordenadas del hidrograma unitario se encuentran dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo entre el volumen del escurrimiento directo en pulgadas. *“Este método no es recomendable para cuencas con áreas mayores de 5,000 Km²”*.

❖ **Hidrograma unitario triangular equivalente.**

Un hidrograma unitario sintético, es un hidrograma unitario estimado siguiendo una metodología establecida, sin necesidad del análisis de datos de precipitación–escorrentía. El desarrollo de hidrogramas unitarios sintéticos se basa en el siguiente principio: si el volumen del hidrograma de escorrentía superficial es conocido (volumen es igual al área de la hoyo

hidrográfica multiplicado por una unidad de profundidad de escorrentía superficial), el caudal pico puede ser calculado suponiendo una cierta forma del hidrograma unitario.

Existen muchos hidrogramas unitarios sintéticos, pero el más utilizado en nuestro medio es el hidrograma triangular, el cual presenta la posibilidad de mostrar un hidrograma como un triángulo, en donde las curvas de ascenso y descenso del hidrograma se convierten en líneas rectas, las cuales en su punto de convergencia, representan el caudal máximo.

Si se supone una forma triangular ver Figura 3.12, el volumen es igual a:

$$V = \frac{Q_p * t_b}{2} = \text{Acuena} * L_{lef} \quad \text{Ec. 3.13}$$

Donde: V: Volumen bajo el hidrograma unitario triangular.

Q_p: Caudal pico.

T_b: Tiempo base del hidrograma unitario triangular.

A: Área de drenaje de la hoya hidrográfica.

L_{lef}: Lluvia efectiva, considerada como la unidad de profundidad de escorrentía.

De tal manera se define la Lluvia efectiva, como:

$$L_{lef} = D * i * C \quad \text{Ec. 3.14}$$

Donde: D: Duración de la tormenta.

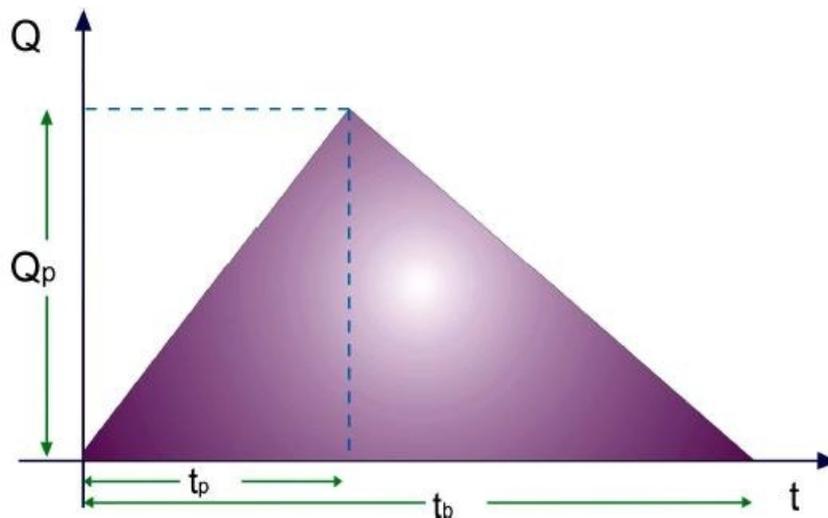
i: Intensidad de lluvia.

C: Coeficiente de Escorrentía.

Debido a que los datos de la intensidad de lluvia son puntuales, y para que la lluvia efectiva o lámina de lluvia sea distribuida uniformemente sobre toda la cuenca, entonces su cálculo será afectado por el factor 0.90, que es un factor previamente determinado para ser usado, en cuencas características de nuestro medio.

Para la aplicación de este método se obtienen hidrogramas originados por la precipitación ocurrida en cada uno de los hidrogramas considerados, en forma independiente se dibujan en un sistema de coordenadas, en el que las abscisas representan el tiempo y las ordenadas el gasto, sumando las ordenadas en diferentes puntos y uniando los puntos resultantes de estas sumas, obtenemos el hidrograma provocado por las lluvias de diseño. Los hidrogramas correspondientes a cada intervalo de lluvias se representan en forma triangular. Un hidrograma real no es exactamente un triángulo, pero se escoge esta forma geométrica, debido a la similitud que existe entre ella y la forma de un hidrograma. La obtención de este tipo de hidrogramas se detalla en la Figura 3.12.

Figura 3.12: Hidrograma unitario triangular equivalente.



➤ Caudal Máximo (Q_p):

$$Q_p = \frac{2V}{t_b} \quad \text{Ec. 3.15}$$

Donde: Q_p : Caudal Máximo, en m^3/seg .
 V : Volumen de Escurrimiento en m^3 .
 t_b : Tiempo base en horas.

- Tiempo de la punta (t_p):

$$t_p = 0.5D + 0.6t_c \quad \text{Ec. 3.16}$$

Donde: D: Duración, en minutos.
 t_c : Tiempo de concentración, en horas.

- Tiempo base (t_b):

$$t_b = 2.67t_p \quad \text{Ec. 3.17}$$

Donde: t_p : tiempo de la punta o tiempo pico, en horas.

❖ Método de las Isócronas.

Para desarrollar éste método hay que tomar en cuenta dos variables importantes: Intensidad de la precipitación y velocidad de propagación de la onda de crecidas, ésta última suele suponerse constante e independiente de la intensidad. Para la fijación de los valores de intensidad de propagación de la onda, se utilizan datos directo o son estimados por fórmula empíricas, métodos estadísticos o por comparación con otras cuencas con características similares.

En cuanto a la duración de la lluvia, los valores máximos de crecidas corresponden a eventos lluviosos cuya duración sea del orden del tiempo de concentración. Se suele hacer además la hipótesis de que las lluvias más desfavorables pueden ocurrir en cualquier zona de una región y que las crecidas se propagan con velocidad constante a lo largo de los cauces. Para aplicar el método de las Isócronas es necesario descomponer la superficie de la cuenca en un cierto número de sectores, limitado por líneas (Isócronas) en las que una gota de agua tarda en llegar tiempos sucesivos de valor t , $2t$, $3t$, siendo t la unidad de tiempo considerada.

El intervalo de tiempo de separación entre Isócronas debe calcularse para que el número de zonas delimitadas sea cinco, como mínimo. Una vez fijado el intervalo, se definen

o calculan las longitudes de los cauces principales y el mayor número de cauces secundarios, hasta obtener el número suficiente de puntos para encajar las curvas Isócronas, que se trazan con los siguientes criterios:

1. Las isócronas cortan ortogonalmente a los cauces, presentando su concavidad hacia aguas abajo.
2. Las isócronas cortan a las divisorias, formando ángulo agudo hacia aguas arriba.
3. Si una isócrona llega a una divisoria parcial o total, sigue por la divisoria hasta encontrar la misma Isócrona de la cuenca contigua.
4. Cada isócrona se comporta como una unidad homogénea, es decir, que en cada isócrona es aplicable la ecuación racional.
5. La sumatoria de los caudales parciales por isócrona, es igual al caudal total.

3.6 Estudio hidráulico.

El estudio hidráulico llega a determinar la sección hidráulica óptima, que es capaz de manejar el caudal de la cuenca, en los cuales, se utilizan los parámetros de diseño que comparan un factor geométrico calculado a partir de sus dimensiones con el factor hidráulico calculado en base al caudal de la cuenca, la rugosidad del cauce y la pendiente del río.

La fórmula que relaciona estos parámetros es la siguiente:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A_H R_H^{2/3} \quad \text{E. c. 3.18}$$

Factor Hidráulico = Factor Geométrico

Este se realiza en las secciones transversales del río obtenidas en el estudio topográfico, ubicadas una en el punto de interés y las otras aguas arriba y aguas abajo donde el río presente condiciones desfavorables como meandros, angostamientos del cauce o donde exista un flujo turbulento.

3.6.1 Elementos geométricos de una sección de canal.

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

Para secciones de canal regulares y simples, los elementos geométricos pueden expresarse matemáticamente en términos de la profundidad de flujo y de otras dimensiones de la sección. Para secciones complicadas y secciones de corrientes naturales, sin embargo, no se puede escribir una ecuación simple para expresar estos elementos y la profundidad de flujo para uso en cálculos hidráulicos.

A continuación se dan las definiciones de varios elementos geométricos de importancia básica y su geometría de canal con sus respectivas formulas en el Cuadro 3.5.

❖ Profundidad de Flujo (Y_n).

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

❖ Nivel

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

❖ Ancho Superficial (T)

Es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.

❖ Área Mojada (A)

Es el área de la sección transversal del flujo perpendicular a la dirección de flujo.

❖ Perímetro Mojado (P)

Es la longitud de la línea de intersección de la superficie de canal mojada y de un plano transversal perpendicular a la dirección de flujo.

❖ Radio Hidráulico (R)

Es la relación del área mojada con respecto a su perímetro mojado.

$$R_H = \frac{A}{P} \quad \text{E. c. 3.19}$$

❖ Profundidad Hidráulica (D)

Es la relación entre el área mojada y el ancho en la superficie.

$$D = \frac{A}{T} \quad \text{E. c. 3.20}$$

❖ Factor de Sección para Flujo crítico (Z)

Es el producto del área mojada y la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A\sqrt{D} = A\sqrt{\frac{A}{T}} \quad \text{E. c. 3.21}$$

❖ Factor de Sección para Flujo uniforme (FG)

Es el producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia 2/3.

$$FG = AR^{2/3} \quad \text{E. c. 3.22}$$

3.6.2 Análisis para flujo uniforme.

Conductividad de la sección de canal.

El caudal de flujo uniforme en un canal puede expresarse como el producto de la velocidad, representada por la ecuación siguiente, y el área mojada.

$$Q = VA = CAR^X S^Y = KS^Y \quad \text{E. c. 3.23}$$

Donde: $K = CAR^X \quad \text{E. c. 3.24}$

El término K se conoce como conductividad de la sección de canal; es una medida de la capacidad de transporte de la sección de canal, debido a que es directamente proporcional a Q .

Cuando se utiliza la ecuación de Manning o la ecuación de Chézy como ecuación de flujo uniforme, es decir, cuando $y = 1/2$, el caudal de la ecuación 3.18, se convierte en:

$$Q = K\sqrt{S} \quad \text{E. c. 3.25}$$

Y la conductividad es:

$$K = \frac{Q}{\sqrt{S}} \quad \text{E. c. 3.26}$$

Esta ecuación puede utilizarse para calcular la conductividad cuando tanto el caudal como la pendiente del canal están determinados.

Cuando se utiliza la ecuación de Chézy, la ecuación (3.20) se convierte en:

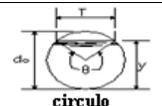
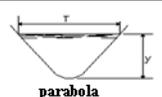
$$K = CAR^{1/2} \quad \text{E. c. 3.27}$$

Donde C es el factor de resistencia de Chézy. De manera similar, cuando se utiliza la ecuación de Manning:

$$K = \frac{AR^{2/3}}{n} \quad \text{E. c. 3.28}$$

Las anteriores dos ecuaciones 3.26 y 3.27, se utilizan para calcular la conductividad cuando la geometría del área mojada y el factor de resistencia o coeficiente de rugosidad están determinados. Debido a que la ecuación de Manning se utiliza con bastante amplitud, la mayor parte de los análisis y cálculos siguientes se basarán en la ecuación 3.27.

Cuadro 3.5: Elementos geométricos de secciones de canal.

SECCIÓN.	ÁREA (A)	PERÍMETRO MOJADO (P)	RADIO HIDRÁULICO (R)	ANCHO SUPERFICIAL (T)	PROFUNDIDAD AD HIDRÁULIC	FACTOR DE SECCIÓN
 Rectangular	by	$(b + 2y)$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{1.5}$
 Trapezoidal	$(b + zy)y$	$b + 2y \sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y \sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{y}{b + 2zy}$	$\frac{(b + zy)y^{1.5}}{\sqrt{b + 2zy}}$
 Triangular	zy^2	$2y \sqrt{1 + z^2}$	$\frac{zy^2}{2y \sqrt{1 + z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2} y$	$\frac{\sqrt{2}}{2} zy^{2.5}$
 círculo	$1/8 (\theta - \text{sen } \theta) do^2$	$1/2 \theta do$	$1/4 (1 - \text{sen } \theta / \theta) do$	$(\text{sen } 1/2 \theta) do$ ó $2\sqrt{y} do$	$1/8 \frac{\text{sen } \theta}{1/2 \theta} do$	$\frac{\sqrt{2}}{32} \frac{\text{sen } \theta}{1/2 \theta} do^{2.5}$
 parabola	$2/3 T y$	$T + 8/3 y^2/T *$	$\frac{2 T^2 y}{3 T^2 y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$2/3y$	$2/9 \sqrt{6} T y^{1.5}$
 Rectángulo con esquinas redondeadas (y-r)	$(\pi/2 - 2) r^2 + (b+2r)y$	$(\pi - 2) r + b + 2y$	$\frac{(\pi/2 - 2) r^2 + (b+2r)y}{(\pi - 2) r + b + 2y}$	$b + 2r$	$\frac{2(\pi/2 - 2) r^2 + (b+2r)y}{b + 2r}$	$\frac{2(\pi/2 - 2) r^2 + (b+2r)y^{1.5}}{\sqrt{b + 2r}}$
 Triángulo con fondo redondeado	$T^2/4z - r^2/z (1 - z \cot^{-1} z)$	$T/z \sqrt{1 + z^2} - 2r/2 (1 - z \cot^{-1} z)$	$\frac{A}{P}$	$2\sqrt{y} \sqrt{1 + z^2}$	$\frac{A}{T}$	$A \sqrt{\frac{A}{T}}$

*Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x \leq 1$, donde $x = 4y/T$ cuando $x > 1$, utilice la expresión exacta $P = T/2 \left(\sqrt{1+x^2} + 1/x \ln|x + \sqrt{1+x^2}| \right)$

Fuente: Hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow.

El factor de sección para cálculo de flujo uniforme.

La expresión $AR^{2/3}$ se conoce como factor de sección para el cálculo de flujo uniforme, y es un elemento importante en el cálculo de flujo uniforme. A partir de la ecuación 3.27 este factor puede expresarse como:

$$AR^{2/3} = nK \quad \text{E. c. 3.29}$$

Y, a partir de la ecuación 3.28,

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} \quad \text{E. c. 3.30}$$

En primer lugar, la ecuación 3.30, se aplica a una sección de canal cuando el flujo es uniforme. La parte derecha de la ecuación contiene los valores de n , Q y S ; pero su parte izquierda depende sólo de la geometría del área mojada. Por consiguiente, la ecuación muestra que para una determinada condición de n , Q y S , existe sólo una profundidad posible para mantener un flujo uniforme, siempre y cuando el valor de $AR^{2/3}$ aumente con incrementos en la profundidad, lo cual es cierto en la mayor parte de los casos. Esta profundidad es la profundidad normal. Cuando en una sección de canal se conocen n y S , en la ecuación 3.30 puede verse que puede existir solo un caudal para mantener un flujo uniforme a través de la sección, siempre y cuando $AR^{2/3}$ aumente siempre con un incremento en la profundidad. Este caudal es el *caudal normal*.

La ecuación 3.30 es una herramienta muy útil para el cálculo y el análisis del flujo uniforme. Cuando se conocen el caudal, la pendiente y la rugosidad, esta ecuación da el factor de sección $A_n R_n^{2/3}$ y, por consiguiente, la profundidad normal Y_n .

Por otra parte, cuando n , S y la profundidad y por consiguiente el factor de sección, se conocen, puede calcularse el caudal normal Q utilizando esta ecuación en la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{AR^{2/3}\sqrt{S}}{n} \quad \text{E. c. 3.31}$$

Coeficiente De Rugosidad De Manning.

El coeficiente de rugosidad (n) de Manning es un parámetro que indica la rugosidad del lecho del canal natural, éste depende del tamaño y forma de la sección transversal del canal, del tamaño de sus partículas, de la vegetación, alineamiento del canal, depósitos y socavaciones, etc.

El coeficiente de Manning se puede obtener mediante dos formas: por medio de tablas y determinándola en campo.

a) Por medio de Tablas:

Las tablas que se utilizan son las de Ven Te Chow, ya que ésta considera los siguientes factores:

1. Rugosidad de la superficie: los granos finos dan un valor bajo de “n” y los granos gruesos un valor alto de “n”.
2. Vegetación: esta reduce la velocidad del agua en el canal, retarda el flujo, dependiendo de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.
3. Alineamiento del canal: curvaturas suaves dan lugar a un valor bajo de “n”, mientras que curvaturas con meandros severos aumentan el valor de “n”.

Depósitos y socavaciones: la depositación aluvial puede cambiar un canal muy irregular en uno uniforme y disminuir el valor de “n”, mientras que la erosión aumenta el valor de “n”.

b) Determinación de “n” en campo:

La rugosidad es función del diámetro de las partículas que producen la fricción o rugosidad, ésta viene dada por la siguiente fórmula:

$$n = \frac{(\sqrt[12]{\phi} 90)}{64} \quad \text{E. c. 3.32}$$

Donde: n : Coeficiente de rugosidad de Manning

64: Constante o número de Reynolds para flujo laminar.

■0: Es el diámetro en mm de la curva granulométrica correspondiente al 90% del material que pasa la malla.

Las muestras de material, se deben obtener en las depositaciones aluviales de las riveras del río, cuarteando un área de 1 m²., hasta obtener 2 libras de material por cada banco, llevar al laboratorio de suelos y materiales estas muestras y efectuar el Análisis granulométrico.

Cuadro 3.6: Valores de rugosidad de ríos en cursos naturales.

Tipo de canal y descripción	Manning
Cursos en planicie:	n
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025
2. Igual que 1, pero más piedras y pastos	0.030
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033
4. Igual que 3, pero algunos pastos y piedras	0.035
5. Igual que 4, nivel inferior, pendiente y sección inefectiva	0.040
6. Igual que 4, pero más piedra	0.045
7. Tramo sucio, con pastos y pozos profundos	0.050
8. Tramos con mucho pasto, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075
Cursos en montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidos para niveles altos:	n
9. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030
10. Fondo: Cantos rodados con grandes rocas	0.040

Fuente: Adaptado de hidráulica de canales abiertos. Ven Te Chow.

Capítulo IV

Diagnóstico.

Capítulo IV

4.0 Diagnóstico

Las Zonas que se han seleccionado para realizar el estudio se encuentra delimitada entre Los Caseríos Talpetate, Hacienda Santa Ana, La Ceiba, Mundo Nuevo, El Chilar, El Tamboral, Hacienda Vieja, El Calvario y Hacienda Nueva del Cantón Chilanguera, que se consideran dentro del radio afectado por las inundaciones, por lo que se procedió a realizar un recorrido preliminar de los sectores antes mencionados donde el Río Chilanguera provoca graves daños a la población, situación que ha sido evidente en los últimos años en donde se ha experimentado inundaciones por desbordamiento y mas significativamente en 1998 cuando el Huracán Mitch azotó la zona.

La clasificación se realizó en base a observaciones de la zona seleccionada anteriormente, la cual nos permitió descartar aquellas que por las características que presentaban se consideran de baja peligrosidad y viceversa.

Los criterios que se han tomado de base para selección son los siguientes:

1. Ubicación de la Comunidad (Distancia a la que se encuentran con respecto a la orilla del talud del río.)
2. Densidad Poblacional (Numero de viviendas en la zona)
3. Situación Poblacional (Prioritariamente las afectadas por inundación)
4. Accidentes del terreno y su uso (posibles fallas, meandros, sedimentación, basura, ripio, etc.)
5. Vegetación del lugar.
6. Condiciones Actuales de los Taludes.
7. Obras de Protección existentes.

4.1 Localización y Descripción del Sitio.

El río Chilanguera tiene sus orígenes como una quebrada llamada El Ojushtal que nace en la zona montañosa del municipio Jucuarán y cantón EL Zapote, los cuales son los principales tributarios de la sub-cuenca alta del río Chilanguera. Cerca de la comunidad

llamada Guarolita se le une la quebrada El Zapote y la quebrada Rio de Oro para formar una quebrada mayor llamada El Jicarito (por estar cerca de la comunidad El Jicarito). Siguiendo aguas abajo a la quebrada El Jicarito, en el caserío Hoja de Sal se le unen dos nuevas quebradas denominadas El monito y El Guasalo, para darle formación al Rio Hoja de Sal o Los Pasos.

Continuando aguas abajo a este rio se le unen nuevas quebradas provenientes de los grandes cerros de la región, contribuyendo al crecimiento del caudal de dicho rio. Cerca del caserío Guadalupe se le une un pequeño rio llamado ElQuebradón y nuevas quebradas como La Cernada, El Hornillón y Las Avispas que le dan vida a un rio mucho más caudaloso llamado rio Guadalupe.

Finalmente en el cantón Chilanguera se unen nuevas quebradas como EL Zope, y quebrada Potrero Seco y más adelante quebrada Ojo de Agua que formaran el rio Chilanguera, fluyendo hacia el norte pasando exactamente por el costado de las comunidades que forman el cantón Chilanguera.

El sector de estudio inicia al este del caserío El Talpetate perteneciente al cantón Chilanguera y por estar aledaño a la rivera del rio, y termina en la comunidad Hacienda Nueva, el tramo es de aproximadamente 7.70 Km. El terreno del área de estudio próximo al río Chilanguera presenta pendientes del terreno graves que a medida se acerca al cauce, se definen cortes verticales que forman taludes de altura variable que oscilan entre los 2.00 y 15 metros. La pendiente del cauce es muy suave y no se observan cambios bruscos en su recorrido, esto ocasiona el bajo nivel de descarga del río y provoca la acumulación de sedimento, teniendo una pendiente promedio de aproximadamente 0.1 %.

El tipo de suelo que conforma el área de estudio está determinado por varias rocas volcánicas y canto rodados provenientes de la degradación de las montañas que encausan el Rio, entre otras, La Geología del área consiste en tobas finas, breccia, vítreas. Depósitos recientes tales como las planicies inundables y taludes.

Los materiales del lecho del Río y de la Ribera consisten principalmente en arena, arcilla y piedras (Canto Rodado) de diferentes diámetros, en los tramos aguas abajo, arena predominante arcillas y piedras de menor diámetro.

Existen pocos efectos erosivos en la parte alta de la zona de estudio, esto debido en gran medida a la abundante vegetación, pero a medida avanza el río aguas abajo, se dan algunos casos erosivos en los taludes como en el caserío Hacienda Nueva debido a la falta de vegetación sobre la pared del talud.

En las proximidades del Río se localizan viviendas más que todo de tipo rural, construidas con diferentes materiales adobes, bloques, ladrillos y que en su mayoría poseen los servicios básicos de energía y agua potable, en su mayoría utilizan fosas sépticas para el tratamiento de las aguas residuales pues no existe dicho servicio en la comunidad. En época lluviosa la calidad del agua del río es bastante buena, en cambio en verano se presentan en las riberas del Río algunos botaderos de basura a cielo abierto, la contaminación a través de lavaderos de ropa.

Después de la tragedia ocurrida en el año 1998, en este Río en la parte baja se realizaron una especie de bordas laterales que han ayudado a mantener el río libre de desbordamientos, pero a medida pasan los años la mayoría de las bordas se han ido deteriorando en sus taludes, esto con la presencia de tormentas más frecuentes y más fuertes hace que se agrave la situación, dejando nuevamente el peligro y el riesgo de que se generen desbordamientos, quedando a la vista nuevas amenazas para los pobladores de las comunidades aledañas al río. Con estas bordas no se mitigaron totalmente los riesgos, es solo un inicio y una obra provisional que se realizó, que con el tiempo si no se presta la debida atención al caso vendrán nuevos desbordamientos perjudicando las vidas de los habitantes en la rivera del río.

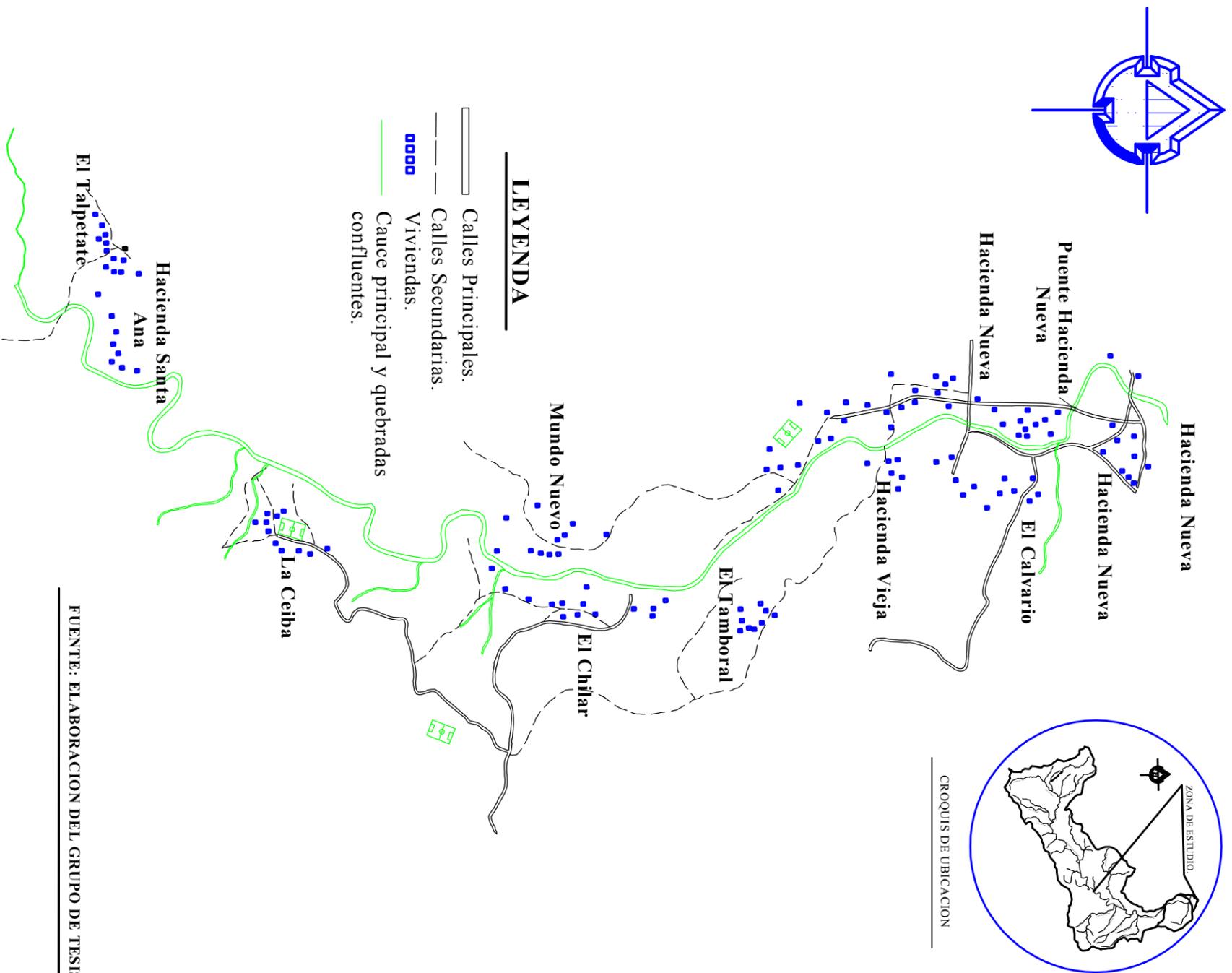
Para lograr ubicar mejor en la zona y dimensionar los alcances del presente estudio, se presentaran las colindancias del área considerada tomando como base el recorrido del Río. Esto se muestra en el Cuadro 4.1 y en el Plano 4.1:

Cuadro 4.1: Descripción de Comunidades Colindantes al Río Chilanguera.

COMUNIDADES COLINDANTES AL RÍO CHILANGUERA.	ORIENTACIÓN
1. Hacienda Nueva	Este
2. El Calvario	Este
3. Hacienda Vieja	Este-Oeste
4. El Tamboral	Este
5. El Chilar	Este
6. Mundo Nuevo	Oeste
7. La Ceiba	Este
8. Hacienda Santa Ana	Oeste
9. Talpetate	Oeste

Fuente: Grupo de Investigación.

PLANO DE UBICACION DE LAS COMUNIDADES DEL RIO CHILANGUERA, CANTON CHILANGUERA.



Plano 4.1: Ubicacion de Comunidades en Zonas Marginales.

Fuente: Grupo de Investigacion.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ		
UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA		
CONTENIDO: PLANO DE UBICACION DE COMUNIDADES DEL RIO CHILANGUERA, CANTON CHILANGUERA.		
LONGITUD: 2,500 MTS.		ESCALA: 1:15,000
FECHA: MARZO 2010		DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ
PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"		PLANO: 4.1



En base a observaciones del sitio, y a los criterios de selección, se procedió a clasificar las comunidades, descartando aquellos lugares que por sus características podrían tener menor peligrosidad, de acuerdo a los Cuadros 4.2, 4.3 y 4.4. Los criterios de selección considerados son los mencionados anteriormente:

- ❖ Ubicación de la comunidad (específicamente si está localizada en los márgenes del Río o próxima a Taludes).
- ❖ Situación Poblacional (prioritariamente las comunidades afectadas).
- ❖ Accidentes del terreno y su uso (posibles fallas, vaguadas, Meandros, depósitos de basura, ripio, etc.).
- ❖ Obras de Protección existentes (si las hubiere); como Muros, Guarda niveles, Gaviones.
- ❖ Condición Actual de los Taludes.
- ❖ Vegetación del lugar. En muchos casos está indicada el tipo de suelo predominante en la zona.
- ❖ Ancho del cauce y altura de aguas Máximas, etc.

Los datos poblacionales obtenidos y presentados en el cuadro 4.4, basados en el censo realizado en coordinación con personal de salud, el censo realizado por FECORAO (Federación de Cooperativas de la Reforma Agraria de la Región Oriental) y confrontado con los datos recolectados en campo. Los datos de los censos 1992 y 2009 (2009: encuesta realizada por este grupo de tesis), ubican de una reducida y creciente población del cantón Chilanguera (ver Cuadro 2.1 y Gráfico 2.1).

Cuadro 4.2: Cubierta Vegetal y Tipo de Sedimento.

Nº	Nombre de las Comunidades	Cubierta Vegetal a lo largo del lecho del Río.	Sedimentación a lo largo del lecho del Río.
1	El Talpetate	Vegetación abundante en talud.	Sedimento sin vegetación (en grandes cantidades)
2	Hacienda Santa Ana	Vegetación abundante en talud.	-----
3	La Ceiba	Vegetación abundante en talud.	-----
4	Mundo Nuevo	Vegetación abundante en talud.	-----
5	El Chilar	Vegetación abundante en talud.	-----
6	El Tamboral	Vegetación abundante en talud.	-----
7	Hacienda Vieja	Vegetación Escasa en talud.	Sedimento sin vegetación (en pequeñas cantidades.)
8	El Calvario	Vegetación abundante en talud.	-----
9	Hacienda Nueva	Vegetación escasa en sectores de talud.	Sedimento sin vegetación (en grandes cantidades)

Cuadro 4.3: Problemática y Causas que lo Originan.

n°	Nombre de la comunidad.	Altura promedio de talud	Inclinación promedio del talud	Problemática	Causas
1	El Talpetate	14 mt.	73°	-----	-----
2	Hacienda Santa Ana	11 mt.	54°	-----	-----
3	La Ceiba	15 mt.	66°	-----	-----
4	Mundo Nuevo	7.5 mt.	48°	-----	-----
5	El Chilar	9 mt.	56°	Sufre problemas de socavación.	Por el desbordamiento del Rio.
6	El Tamboral	12 mt.	46°	Sufre problemas de socavación.	Por el desbordamiento del Rio.
7	Hacienda Vieja	3.5 mt.	64°	Sufre problemas de socavación y de inundación	Por el desbordamiento del Rio.
8	El Calvario	4.5 mt.	72°	Sufre problemas socavación y de inundación	Por el desbordamiento del Rio.
10	Hacienda Nueva	2.5 mt.	68°	Sufre problemas socavación y de inundación	Por el desbordamiento del Rio.

Cuadro 4.4: Selección de Comunidades.

N°	Nombre de la comunidad	Distancia del borde del río hasta la casa más próxima	Población (HBTS)	PROBLEMAS DETECTADOS.								
				Grado de Socavación	Altura del Talud	Inclinación del Talud	Ubicación de Viviendas	Deposito de Ripio y Basura	Cubierta Vegetal	Tipo de Material	Tipo de Sedimentos	Viviendas en Riesgo
1	El Talpetate	84 mts.	52				X			X		
2	Hacienda Santa Ana	131 mts.	35		X					X		
3	La Ceiba	137 mts.	500									
4	Mundo Nuevo	61 mts.	400		X		X				X	
5	El Chilar	13 mts.	280	X	X		X					
6	El Tamboral	216.5 mts	80	X						X		
7	Hacienda Vieja	35.5 mts	320	X	X	X	X	X	X	X	X	X
8	El Calvario	140 mts	315	X	X				X	X		
9	Hacienda Nueva	67 mts	1013	X	X	X	X	X	X	X		X

4.2 Metodología Para la Localización y Clasificación de las Zonas Críticas del Área de Estudio.

El método para la clasificación de zonas críticas del área de estudio, está basado en todos aquellos parámetros que fueran indicativos de las condiciones existentes en dicha zona, como son: la socavación, características de los taludes existentes, inundación, ubicación de las viviendas entre otros, a los cuales se les aplicara un porcentaje de acuerdo a la importancia que los parámetros representan para seleccionar las zonas críticas a inundación.

Para la evaluación de los parámetros antes descritos, se procedió a dar rangos de valores a cada categoría de una forma cualitativa en la cual la condición más desfavorable se evalúa con el mayor puntaje, lo que se muestra en los Cuadros 4.6 hasta 4.15. El Cuadro 4.6 Muestra lo que es el grado de socavación a la cual se le asignaron 3 categorías que son *Alto, Medio y Bajo*: Refiriéndose a la *categoría Baja* a todos aquellos sectores del área de estudio que presentaban Socavación de 1 a 7mts lineales cuando existen crecidas en el Río Chilanguera. *Categoría Media* a todos aquellos sectores del área de estudio que presentaban Socavación de 8 a 12 mts lineales cuando existen crecidas en el Río Chilanguera; *Categoría Alta* a todos aquellos sectores del área de estudio que presentaban Socavación de 8 a 12 mts lineales y que se dan constantemente durante todo el año. En el Cuadro 4.7 Muestra las Diferentes Rangos de Alturas de Taludes que están directamente relacionada con las alturas máximas y mínimas en los sectores del área de estudio. En el Cuadro 4.8 Muestra las Diferentes Rangos de inclinación de Taludes que están directamente relacionada con las Inclinaciones máximas y mínimas en los sectores del Área en Estudio. En el Cuadro 4.9 Muestra los 3 tipos de Rangos asignados a las Inundaciones las cuales son: *Inundación Frecuente, Inundación Eventual de un Gran sector solo en crecidas máximas e Inundación Eventual en crecidas máximas pequeño sector*; *Inundación Frecuente*: son todos aquellos sectores que sufren de inundación cuando se dan Lluvias de 2 días o más. *Inundación Eventual de un Gran sector solo en crecidas máximas*: estas ocurren cuando se dan tormentas tropicales o huracanes y esta afecta a un gran sector del área de estudio.

Inundación Eventual en crecidas máximas pequeño sector: estas ocurren cuando se dan tormentas tropicales o huracanes y esta afecta a un pequeño sector del área de estudio. En el Cuadro 4.10 Muestra la Ubicación de las viviendas con respecto al cauce del Río. En el Cuadro 4.11 Muestra el Depósito de Ripio y Basura, la cual hace referencia a la cantidades y posición que tiene el depósito de basura y ripio con respecto al Río. En el Cuadro 4.12 Muestra los diferentes tipos de Cobertura vegetal que existe en el Área de Estudio. El Cuadro 4.13 Muestra los diferentes tipos de Sedimento que existe en el Área de Estudio. Posteriormente se analizaron cada uno de los parámetros existentes en cada comunidad, asignándoles el puntaje correspondiente de acuerdo a las características que predominan en las mismas, en el Cuadro 4.14 se presentan dichos resultados, las diferentes zonas en que se dividió el área de estudio, fueron evaluados de acuerdo a los resultados obtenidos en el Cuadro 4.14, posteriormente a estos puntajes se les aplicaron los porcentajes indicados en el cuadro 4.5 respectivamente evaluados en el cuadro 4.15. En el Cuadro 4.16 se muestran los puntajes para la evaluación de las comunidades de acuerdo al riesgo que presentan, para los cuales se asignaron 3 criterios los cuales son: *Zonas Críticas, Zonas de Riesgo Moderado y Zona de Bajo Riesgo*.

Como se menciono anteriormente se representaran los rangos de valores mediante la multiplicación de estos valores con el porcentaje de representación de la importancia y representación de los parámetros de evaluación para la determinación de las zonas críticas los cuales se cuantifican de acuerdo al rango de valores propuesto:

Cuadro 4.5: Porcentaje de importancia para los parámetros de selección de zonas criticas.
(Rango de Valores Asignados).

Parámetros de Evaluación	Porcentaje
Grado de Socavación	10%
Altura de Talud	10%
Inclinación de Talud	10%
Inundaciones	20%
Ubicación de Viviendas	15%
Deposito de Ripio y Basura	10%
Cubierta Vegetal	15%
Tipo de Sedimentos	10%

“Zonas Críticas”

- ❖ Las personas están en peligro tanto al exterior como al interior de las viviendas.
- ❖ Existen un alto peligro de destrucción repentina de viviendas.
- ❖ Los eventos se manifiestan con una intensidad relativamente débil, pero con una probabilidad de ocurrencia elevada, y las personas, en este caso, están sobre todo amenazadas al exterior de las viviendas.

La zona marcada en Rojo corresponde esencialmente a una zona de prohibición o de Amenaza.

“Zonas de Riesgo Moderado”

- ❖ Las personas están en peligro al exterior de las viviendas, pero no casi al interior.
- ❖ Las viviendas pueden sufrir daños, pero no destrucción repentina, siempre y cuando su modo de construcción haya sido adaptado a las condiciones del lugar.

La zona Anaranjada es esencialmente una zona de reglamentación, donde daños severos pueden reducirse con medidas de precaución apropiadas. Por lo que todas aquellas zonas que se consideran que están dentro y fuera de peligro, solamente se exponen en riesgo cuando ocurre un Fenómeno Hidrometeorológico o Temporales de varios días de duración por lo cual se describe las características físicas existentes que están representadas en dichas comunidades.

“Zona de Bajo Riesgo”

- ❖ El peligro para las personas es débil o inexistente.
- ❖ Las viviendas pueden sufrir daños leves.

Está considerada como aquellas zonas que no presentan peligro debido al desbordamiento del Río Chilanguera, ya que no resultan perjudicados ante cualquier Fenómeno Hidrometeorológico, pero sin embargo presentan otras problemáticas y que a la larga esto puede afectar directamente a las personas residentes en estas zonas.

En el Cuadro 4.17, se presentan las comunidades seleccionadas de acuerdo al Riesgo que presenta cada lugar y en el Plano 4.2 se detalla la localización y clasificación de zonas: Críticas, de Riesgo Moderado y de Bajo Riesgo.

Cuadro 4.6: Grado de Socavación de Taludes
(Rango de Valores Asignados).

Descripción	Puntaje
Alta	10.0
Media	7.0
Baja	4.0

Cuadro 4.7: Altura de Taludes.
(Rango de Valores Asignados por mts. de altura).

Descripción	Puntaje
0 – 4 mts.	10.0
4 – 6 mts.	8.0
6 – 10 mts.	6.0
10 – 15 mts.	4.0
15 – 20 mts.	2.0

Cuadro 4.8: Inclinación del Taludes.
(Rango de Valores Asignados).

Descripción	Puntaje
2° – 60°	2.0
60° - 75°	4.0
75° - 90°	8.0

Cuadro 4.9: Inundación.

(Rango de Valores Asignados).

Descripción	Puntaje
Inundación Frecuente.	8.0
Inundación eventual de un gran sector solo en crecidas máximas.	5.0
Inundación eventual en crecidas máximas pequeño sector.	3.0

Cuadro 4.10: Ubicación de las Viviendas.

(Rango de Valores Asignados).

Descripción	Puntaje
En la corona de Taludes Críticos.	8.0
En las márgenes del Río no en Taludes.	6.0
Separadas del Río una Distancia prudencial pero de peligro.	3.0
Viviendas sin Peligro.	0.0

Cuadro 4.11: Deposito de Ripio y Basura.

(Rango de Valores Asignados).

Descripción.	Puntaje
En Pequeñas Cantidades en las Márgenes.	2.0
En Pequeñas Cantidades en el Cauce.	4.0
En Grandes Cantidades en las Márgenes.	6.0
En Grandes Cantidades en el Cauce.	8.0

Cuadro 4.12: Cubierta Vegetal.
(Rango de Valores Asignados).

Descripción	Puntaje
Deforestación en la Margen del Río.	7.0
Vegetación Escasa en la Margen.	2.0
Deforestación en el Cuerpo del Talud.	8.0
Vegetación escasa en el Talud.	4.0
Vegetación Abundante en el Talud.	1.0

Cuadro 4.13: Tipo de Sedimento.
(Rango de Valores Asignados).

Descripción	Puntaje
Sedimento sin vegetación (en pequeñas cantidades)	2.0
Sedimento sin vegetación (en grandes cantidades)	6.0
Sedimento con vegetación (en pequeñas cantidades)	4.0
Sedimento con vegetación (en grandes cantidades)	8.0

Cuadro 4.14: Ponderación para zonas críticas para el Cantón Chilanguera

Comunidad	Parámetros de Evaluación								
	El talpetate	Hacienda Santa Ana	La Ceiba	Mundo Nuevo	El Chilar	El Tamboral	Hacienda Vieja	El Calvario	Hacienda Nueva
Grado de Socavación	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0	7.0	7.0	7.0
Altura del Talud	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	10.0	8.0	10.0
Inclinación del Talud	4.0	2.0	4.0	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	4.0
Inundaciones	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	3.0	5.0
Ubicación de Viviendas	3.0	0.0	0.0	3.0	6.0	0.0	6.0	3.0	6.0
Deposito de Ripio y Basura	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cubierta Vegetal	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	7.0	4.0	7.0
Tipo de Sedimentos	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0
TOTALES	12	7	7	12	17	11	43	29	39

Cuadro 4.15: Ponderación aplicando los porcentajes para la determinación de zonas críticas en el Cantón Chilanguera.

Comunidad Parámetros De Evaluación	El talpetate	Hacienda Santa Ana	La Ceiba	Mundo Nuevo	El Chilar	El Tamboral	Hacienda Vieja	El Calvario	Hacienda Nueva
Grado de Socavación (10%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.4	0.7	0.7	0.7
Altura del Talud (10%)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	1.0	0.8	1.0
Inclinación del Talud (10%)	0.4	0.2	0.4	0.2	0.2	0.2	0.4	0.4	0.4
Inundaciones (20%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.6	1.0
Ubicación de Viviendas (15%)	0.45	0.0	0.0	0.45	0.9	0.0	0.9	0.45	0.9
Deposito de Ripio y Basura (10%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cubierta Vegetal (15%)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1.05	0.6	1.05
Tipo de Sedimentos (10%)	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0
TOTALES	1.4%	0.75%	0.95%	1.4%	2.05%	1.15%	5.45%	3.55%	5.05%

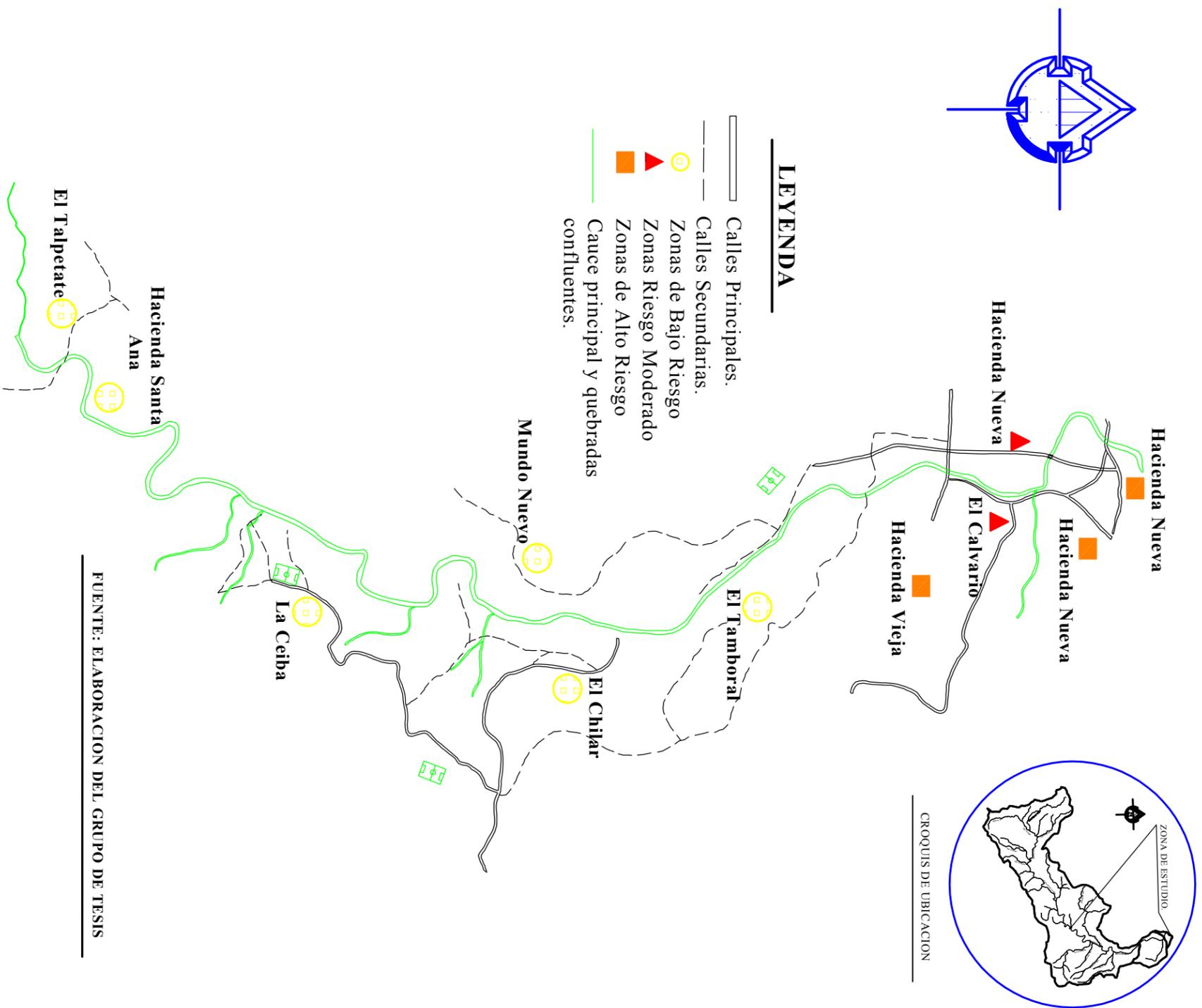
Cuadro 4.16: Evaluación de Comunidades de Acuerdo al Riesgo.

Descripción	Puntaje	Color en Mapa.
Zona Crítica.	4.94 % – 7.6 %	Rojo
Zona de Riesgo Moderado.	2.54 % – 4.82 %	Anaranjado
Zona de Bajo Riesgo.	1.40 % – 2.41 %	Celeste

Cuadro 4.17: Clasificación de las Comunidades de Acuerdo al Riesgo Presentado.

Comunidad.	Zona Crítica.	Zona de Riesgo Moderado.	Zona de Bajo Riesgo.
El Talpetate			X
Hacienda Santa Ana			X
La Ceiba			X
Mundo Nuevo			X
El Chilar			X
El Tamboral			X
Hacienda Vieja	X		
El Calvario		X	
Hacienda Nueva	X		

PLANO DE UBICACION DE LAS COMUNIDADES UBICADAS EN LA ZONA MARGINAL DEL RIO CHILANGUERA, CANTON CHILANGUERA.



Fuente: Grupo de Investigacion.

Plano 4.2: Categorización de Zonas Críticas a Inundaciones.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ		
UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA		
CONTENIDO: PLANO DE UBICACION DE COMUNIDADES EN ZONAS MARGINALES DEL CANTON CHILANGUERA.		
LONGITUD: 2,500 MTS.		ESCALA: 1:15,000
FECHA: MARZO 2010		DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ
PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"		PLANO: 4.2



4.2 Topografía de los Sectores Críticos del Área de Estudio.

El Área de Estudio es una cuenca que está rodeada por una cordillera montañosa con alturas de 125 m a 830 m sobre el nivel del mar (m.s.n.m.). El cerro más alto es el cerro El Monito (857 mt.), ubicado al Sur-Oeste de las comunidades del Cantón Chilanguera. En los límites del Área de Estudio se encuentran localizados: al Nor-Oeste, el Cerro El Faro (732 mt.) y el cerro Monito antes mencionado, al Sur los cerros El Níspero (450 mt.) y El Cerro la Chiripa (600 mt.). Así mismo en la parte baja de la Cuenca por los cerros El Limón (358 mt.) y Loma La Cernada (150 mt.).

A lo largo de la parte baja de la sub-cuenca del Río Chilanguera se aprecian regiones muy planas comenzando con un promedio de 100 mt en Hacienda Vieja y llegando hasta 40 mt en Hacienda Nueva.

Levantamiento Del Cauce del Río.

Primeramente se debe fijar un banco de marca como referencia para todo el levantamiento. Para nuestro caso se utilizó estación total para realizar dicho levantamiento topográfico a lo largo del Río. (Ver levantamiento topográfico en Plano 4.3, en anexo 2).

El levantamiento del eje del Río Chilanguera se realizó solamente para los caseríos críticos a inundación que resultaron seleccionadas anteriormente que son Caserío Hacienda Vieja, El Calvario y Hacienda Nueva del Río Chilanguera. Para el tramo de Hacienda Vieja al Puente en caserío Hacienda Nueva se levantaron 1,821 metros de longitud, y el siguiente tramo medido desde El Puente hasta el punto de interés ubicado en Hacienda Nueva, levantando una longitud de 700 metros.

La planimetría de detalle se realiza con Estación Total: para definir la posición del eje respecto al cauce, por medio de deflexiones. La toma de detalle se realiza para configurar el ancho del cauce Río, tomando como referencia los árboles y taludes según se tenga, así como las cercas, alambradas existentes y casas habitacionales que se encuentran cerca.

La altimetría se realizó Estación Total: para determinar la morfología del eje del cauce. Dicha configuración, definida por las curvas de nivel y puntos prominentes o apropiados para la obtención de las secciones y variaciones del terreno.

Levantamiento de las Secciones Transversales sobre el Río.

Las secciones transversales del Río o del cauce se deben ubicar de la siguiente manera: una en el punto de emplazamiento, sobre el eje central del río; a demás Se debe incluir los taludes laterales y el lecho del cauce (Ver levantamiento topográfico en Plano 4.3, en anexo 2). Para el presente estudio se analizan secciones transversales del cauce a cada 50.0 mts de distancia entre ellas para todo el levantamiento topográfico.

4.3 Estudio Hidrológico.

Como ya se dio a conocer en el capítulo anterior, que el Estudio Hidrológico se realiza para conocer el caudal producido por avenidas máximas extraordinarias, que se generaran en un periodo determinado, con el fin de determinar el nivel de aguas que pueda resultar en las secciones de río específicas de las zonas que resultaron críticas y así poder proponer obras de protección para mitigar los riesgos de inundación. Para nuestro caso, el estudio se llevo a cabo en la sub-cuenca del Río Chilanguera, la cual se extiende en una posición Sur-Este desde Jucuarán pasando por el Cantón Chilanguera, municipio de Chirilagua.

Además de los métodos ya descritos en el Capítulo II, (empíricos, estadísticos e hidrometeorológicos), existen también métodos de campo para estimar el caudal, en los cuales se aprovechan estrechamientos, cambios de pendiente, etc.

Cuadro 4.18: Determinación de caudales de diseño, basándose en el tamaño de la cuenca.

Método	Área de la cuenca (km ²)
Método Racional.	0.01 - 2.00
Hidrograma Unitario.	2.00 – 5,000.0
Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.	2.00 – 5,000.0
Método de las Isócronas.	2.00 – 5,000.0

Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, David R. Maidment y Larry W. Mays.

Dependiendo del tamaño, los métodos de análisis varían (ver Cuadro 4.18). También es importante definir si estamos en presencia de un drenaje Urbano o Rural.

No todos los métodos son aplicables indistintamente, los métodos para *cuencas pequeñas* no son aplicables a *grandes cuencas*. Sin embargo los métodos para *grandes cuencas* se pueden aplicar para *cuencas pequeñas* pero no compiten en facilidad de aplicación con los métodos de estas últimas.

Para nuestro análisis Hidrológico, se aplicara el método las ***Isócronas y el método del hidrograma triangular equivalente***, ya que son los que se usa en las *cuencas grandes*, y expresan de mejor manera el comportamiento del caudal por las zonas de la cuenca.

1.4.1 Memoria de Cálculo del Estudio Hidrológico.

Área y perímetro de la cuenca.

El área de la cuenca se determinó primeramente dibujando el parteaguas mediante una línea según las características mencionadas en el capítulo III; el procedimiento que se utilizó para obtener la lectura del área, perímetro, longitudes de curvas de nivel, así como áreas entre curvas de nivel de la cuenca, fue primeramente mediante la obtención de los cuadrantes digitales que cubren la sub-cuenca del río Chilanguera del Centro Nacional de Registros (CNR), y posteriormente exportando las imágenes de los cuadrantes al programa *Autodesk Land Desktop 2009* para el respectivo tratamiento de los datos.

Para el análisis de la cuenca del río Chilanguera, se dispuso de tres cuadrantes topográficos: Moropala ne (151), Jucuarán nw (161) y Chirilagua sw (162); en una escala de 1:25,000, ver Mapa 4.1.

Los datos obtenidos hasta el primer punto (**Hacienda Nueva**) son:

Área de la cuenca $A_c = 37.45 \text{ Km}^2$
Perímetro de la cuenca $P_c = 42.33 \text{ Km.}$

Los datos obtenidos hasta el segundo punto (**Puente en caserío Hacienda Nueva**) son:

Área de la cuenca $A_c = 37.15 \text{ Km}^2$
Perímetro de la cuenca $P_c = 41.74 \text{ Km.}$

Los datos obtenidos hasta el tercer punto (**Hacienda Vieja**) son:

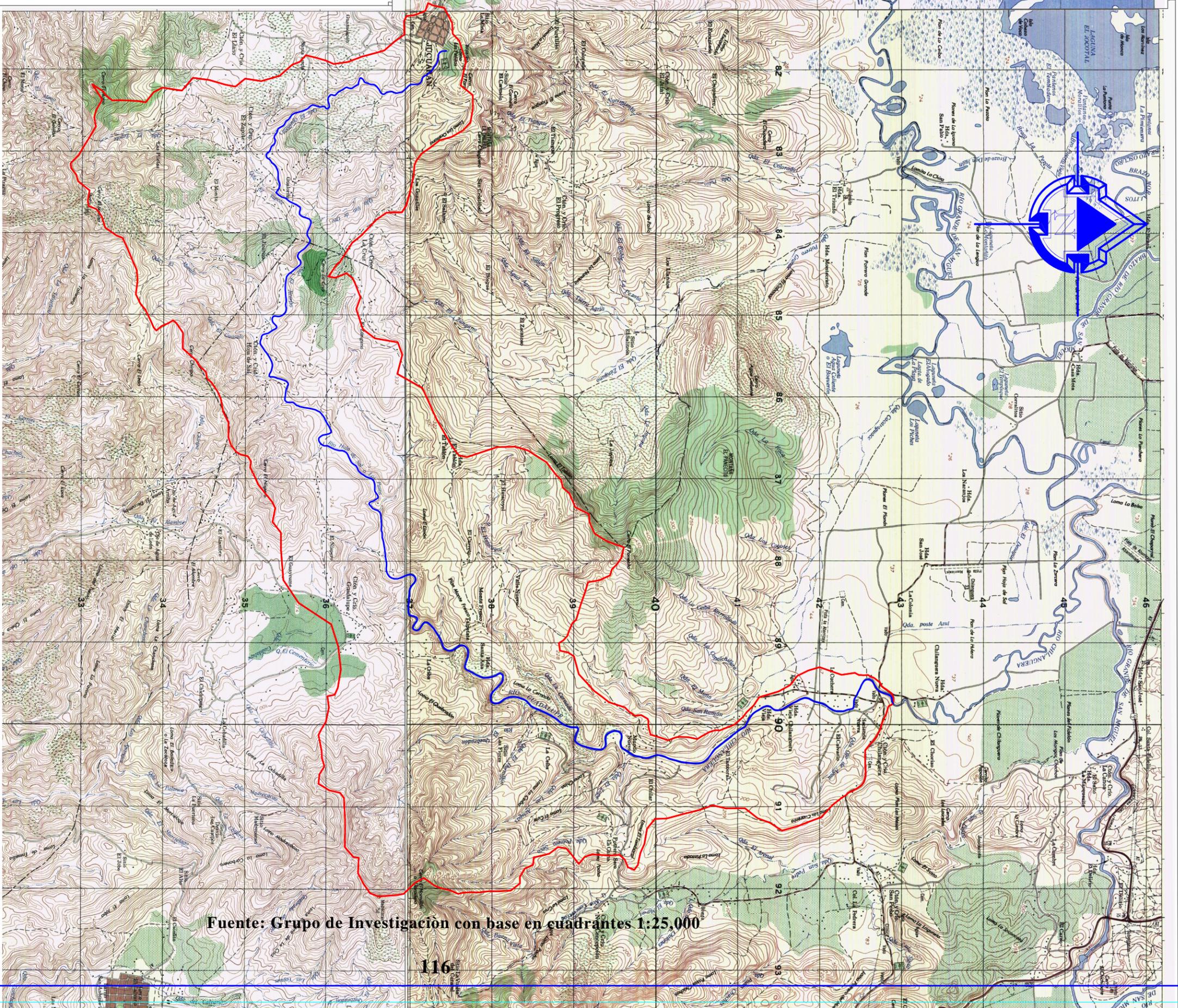
Área de la cuenca $A_c = 34.79 \text{ Km}^2$
Perímetro de la cuenca $P_c = 38.04 \text{ Km.}$

Longitud del Cauce Más Largo.

Para los fines de estudio interesa la longitud del cauce más largo comprendido por el Río Chilanguera el cual inicia cerca del área urbana de Jucuarán, con la quebrada El Ojushtal, siguiendo con la quebrada El Jicarito, mas adelante con el río Hoja de Sal o Los Pasos, después con el río Guadalupe y finalizando con el río Chilanguera. (Ver Planos 4.4, 4.5, 4.6 en anexo 2).

Longitud del cauce más largo (Hacienda Nueva) $L_c = 19.80 \text{ Km.}$
Longitud del cauce más largo (Puente en caserío Hacienda Nueva) $L_c = 19.07 \text{ Km.}$
Longitud del cauce más largo (Hacienda Vieja) $L_c = 17.44 \text{ Km.}$

Mapa 4.1: Parte-Aguas y Corriente principal del Rio Chilanguera .



Fuente: Grupo de Investigación con base en cuadrantes 1:25,000

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
DOCENTE DIRECTOR:	ING. CLAYTON MARTINEZ	
UBICACION:	CUENCA DEL RIO CHILANGUERA	
CONTENIDO:	PARTE AGUAS	
AREA: 37.45 KM ²	ESCALA: 1:50,000	DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ
PERIMETRO: 42.33 KM	FECHA: MARZO 2010	MAPA: 4.1
PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"		



Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

Orden de las corrientes.

Se determina como se muestra en la Figura 3.6. El orden de la cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida, por lo tanto, la cuenca del Rio Chilanguera es de orden 3, por lo que se considera de una respuesta media ante una determinada precipitación (Ver Plano 4.7 en anexo 2).

Drenaje de la cuenca.

Es la mayor o menor facilidad que presenta una cuenca hidrográfica para evacuar las aguas provenientes de fuertes lluvias. En la cuenca del Rio Chilanguera solamente se presenta un cauce permanente de importancia es el Rio Chilanguera, los afluentes más largos son quebradas y pequeños manantiales que escurren en la época lluviosa, aunque los últimos permanecen cierto tiempo aun después de finalizada esta estación.

Partiendo del punto más elevado de la cuenca y siguiendo el cauce del Rio Chilanguera, se encuentra que la ramificación de los drenajes llega al cauce principal, en ángulo menor de 90° casi en su totalidad y son desarrollados por laderas con inclinación elevada, dando lugar a un “Diseño Dentríco”.

Índices que miden el sistema de drenaje.

Otros indicadores del grado de bifurcación de una cuenca son la Densidad de corrientes (Ds), definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área, y la densidad de drenaje Dd, definida como la longitud de corrientes por unidad de área. Ver ecuaciones 3.1 y 3.2.

Los datos obtenidos hasta el primer punto (**Hacienda Nueva**) son:

$$Ds = 65/37.45 \qquad Ds = 1.74 \text{corrientes}/Km^2$$

$$Dd = 90.1676/37.45 \qquad Dd = 2.4Km/Km^2$$

Los datos obtenidos hasta el segundo punto (**Puente en caserío Hacienda Nueva**) son:

$$Ds = 65/37.15 \qquad Ds = 1.75 \text{corrientes}/Km^2$$

$$Dd = 89.4433/37.15 \qquad Dd = 2.41Km/Km^2$$

Los datos obtenidos hasta el tercer punto (**Hacienda Vieja**) son:

$$Ds = 63/34.79 \qquad Ds = 1.81 \text{corrientes}/\text{Km}^2$$

$$Dd = 85.9545/34.79 \qquad Dd = 2.47 \text{Km}/\text{Km}^2$$

Estos índices indican que el sistema de drenaje evacuará con facilidad el agua proveniente de fuertes lluvias en la cuenca general como se ve en el análisis para los diferentes puntos de interés.

Separación entre curvas de nivel.

Haciendo uso nuevamente del programa *Autodesk Land Desktop 2009*, se procedió a la determinación de las longitudes de las curvas de nivel, de acuerdo al intervalo de curvas (Ver Planos 4.4, 4.5, 4.6; en Anexo 2), el cual se obtendrá con la ecuación 4.1.

Hacienda Nueva.

$$D = \frac{(H_{max} - H_{min})}{6} \qquad E.c. 4.1$$

$$D = \frac{(883 - 40)}{6}$$

$$D = 140.5 \text{ mt.}$$

Puente en caserío Hacienda Nueva.

$$D = \frac{(883 - 48)}{6}$$

$$D = 139.17 \text{ mt.}$$

Hacienda Vieja.

$$D = \frac{(883 - 60)}{6}$$

$$D = 137.17 \text{ mt.}$$

Por lo que se midieron las curvas de nivel a intervalos de 100 mts, a partir de la cota menor (Ver Planos 4.4, 4.5, 4.6; en Anexo 2).

Cuadro 4.19: Longitud de Curvas de nivel Caserío Hacienda Nueva.

No. de Curva	Longitud (Km.)
40 – 100	0
100 – 200	7.98
200 – 300	22.43
300 – 400	22.33
400 – 500	14.94
500 – 600	12.26
600 – 700	4.94
700 – 800	1.19
800 – 883	0

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.20: Longitud de Curvas de nivel Puenteen caserío Hacienda Nueva.

No. de Curva	Longitud (Km.)
40 – 100	0
100 – 200	7.98
200 – 300	22.43
300 – 400	22.33
400 – 500	14.94
500 – 600	12.26
600 – 700	4.94
700 – 800	1.19
800 – 883	0

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.21: Longitud de Curvas de nivel Caserío Hacienda Vieja.

No. de Curva	Longitud (Km.)
40 – 100	0
100 – 200	4.4
200 – 300	21.63
300 – 400	22.33
400 – 500	14.94
500 – 600	12.26
600 – 700	4.94
700 – 800	1.19
800 – 883	0

Fuente: Grupo de Investigación.

Características Físicas De Comparación.

Coefficiente De Compacidad.

Tal como se definió en el capítulo III (ecuación 3.6), el coeficiente de compacidad determina la forma de la cuenca; entre mas se acerque su valor a 1 mas forma circular tendrá la cuenca y entre mas se aleje a ese valor mas forma irregular tendrá. El valor se determina relacionando el perímetro de la cuenca entre el perímetro de un círculo que contenga el área total de la cuenca, tal como se muestra a continuación:

$$\text{Área de la cuenca} \quad \mathbf{Ac} = 37.45 \text{ Km}^2$$

$$\text{Perímetro de la cuenca} \quad \mathbf{Pc} = 42.33 \text{ Km.}$$

$$Kc = \frac{Pc(0.28)}{\sqrt{Ac}} \text{ E. c. 3.6}$$

Si $Kc = 1$: La cuenca es redonda

Si $Kc > 1$: La cuenca es ovalada

$$Kc = \frac{42.33(0.28)}{\sqrt{37.45}} \quad Kc = 1.94$$

El valor obtenido constata la forma Irregular de la cuenca.

Calculo de la Pendiente Media.

El método de Horton, según lo refiere Viessman.

1. Medida de la Pendiente en Sentido Vertical y Horizontal

Aplicamos la ecuación 3.4 para la determinación de la pendiente en el sentido vertical y con la ayuda del Plano 4.11 del anexo 2.

$$P = 1.5 \left(\frac{n * e}{\sum l} \right) \quad \text{E. c. 3.4}$$

Pendiente vertical.

$$Pv = 1.5 \left(\frac{nv * ev}{\sum lv} \right)$$

$$nv = 145.$$

$$ev = 100.$$

$$\sum lv = 73,380.1$$

$$Pv = 1.5 \left(\frac{145 * 100}{73,380.1} \right) = 0.296$$

Pendiente horizontal.

$$Ph = 1.5 \left(\frac{nh * eh}{\sum lh} \right)$$

$$nh = 152.$$

$$eh = 100.$$

$$\sum lh = 75,332.4.$$

$$Ph = 1.5 \left(\frac{152 * 100}{75,332.4} \right) = 0.303$$

Calculo de la pendiente de la cuenca mediante la ecuación 4.2:

$$P = \frac{(Pv + Ph)}{2} \quad \text{E. c. 4.2}$$

$$Pm = \frac{(0.296 + 0.303)}{2} = 0.30$$

$$\mathbf{Pm = 0.30}$$

Elevación Media de la Cuenca.

Semisuma de Elevaciones (primer método).

Uno de los métodos más utilizados, pero menos precisos, para determinar la elevación media de una cuenca es a través de la semisuma de la cota mayor y la cota menor. La cual se calculara a través de la ecuación 4.3.

Hacienda Nueva:

$$Em = \frac{(Hmax + Hmin)}{2} \quad E.c. 4.3$$

$$Em = \frac{(883 + 40)}{2}$$

$$Em = 461.5 \text{ m. s. n. m.}$$

Puente en caserío Hacienda Nueva:

$$Em = \frac{(883 + 48)}{2}$$

$$Em = 465.5 \text{ m. s. n. m.}$$

Hacienda Vieja:

$$Em = \frac{(883 + 60)}{2}$$

$$Em = 471.5 \text{ m. s. n. m.}$$

Método Analítico (segundo método).

La determinación de la elevación media a través de este método (Ver Planos 4.4, 4.5, 4.6 del Anexo 2), se basa en la ecuación 3.5:

Cuadro 4.22: Tabulación para el cálculo de la Em. Hacienda Nueva.

Elevaciones (mts.)	Área Entre Curvas (Km ²)	Elevación Media (em)	(A*em)
883 – 800	0.1224	841.5	103.00
800 – 700	0.4024	750	301.8
700 – 600	2.2812	650	1482.78
600 – 500	4.381	550	2409.55
500 – 400	4.9346	450	2220.57
400 – 300	7.7528	350	2713.48
300 – 200	10.7202	250	2680.05
200 – 100	4.8939	150	734.085
100 – 40	1.963	70	137.41
Σ	37.45	4061.5	12782.72

Fuente: Grupo de Investigación.

$$Em = \frac{\Sigma(12,782.72)}{37.45} = 341.33 \text{ m. s. n. m.}$$

Cuadro 4.23 Tabulación para el cálculo de la Em. Puente en caserío Hacienda Nueva.

Elevaciones (mts.)	Área Entre Curvas (Km ²)	Elevación Media (em)	(A*em)
883 – 800	0.1224	841.5	103.00
800 – 700	0.4024	750	301.8
700 – 600	2.2812	650	1482.78
600 – 500	4.381	550	2409.55
500 – 400	4.9346	450	2220.57
400 – 300	7.7528	350	2713.48
300 – 200	10.7202	250	2680.05
200 – 100	4.8939	150	734.085
100 – 48	1.6656	74	123.2544
Σ	37.15	4065.5	12768.57

Fuente: Grupo de Investigación.

$$Em = \frac{\Sigma(12768.57)}{37.15} = 343.70 \text{ m. s. n. m.}$$

Cuadro 4.24: Tabulación para el cálculo de la Em. Hacienda Vieja.

Elevaciones (mts.)	Área Entre Curvas (Km2)	Elevación Media (em)	(A*em)
883 – 800	0.1224	841.5	103.00
800 – 700	0.4024	750	301.8
700 – 600	2.2812	650	1482.78
600 – 500	4.381	550	2409.55
500 – 400	4.9346	450	2220.57
400 – 300	7.7528	350	2713.48
300 – 200	10.6488	250	2662.2
200 – 100	3.8417	150	576.255
100 – 60	0.4227	74	31.2798
Σ	34.79	4065.5	12500.91

Fuente: Grupo de Investigación.

$$Em = \frac{\Sigma(12,500.91)}{34.79} = 359.32 \text{ m. s. n. m.}$$

Curva Hipsométrica (tercer método).

Con un intervalo entre curvas de nivel a cada 100 metros, se obtuvieron los siguientes datos (Ver Planos 4.4, 4.5, 4.6 del Anexo 2).

Cuadro 4.25: Tabulación para la Curva Hipsométrica Hacienda Nueva.

Curva	Longitud (Km)	Área entre curvas (Km ²)	% de Área	% de Área Acumulada
883	0			
		0.1224	0.33	0.33
800	1.29			
		0.4024	1.07	1.4
700	1.19			
		2.2812	6.09	7.49
600	4.94			
		4.381	11.7	19.19
500	12.26			
		4.9346	13.18	32.37
400	14.94			
		7.7528	20.7	53.07
300	22.33			
		10.7202	28.62	81.69
200	22.43			
		4.8939	13.07	94.76
100	7.98			
		1.963	5.24	100.00
40	87.36			
	Σ	37.45	100.00	

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.26: Tabulación para la Curva Hipsométrica caserío Puenteen caserío Hacienda Nueva.

Curva	Longitud (Km)	Área entre curvas (Km ²)	% de Área	% de Área Acumulada
883	0			
		0.1224	0.33	0.33
800	1.29			
		0.4024	1.08	1.41
700	1.19			
		2.2812	6.14	7.55
600	4.94			
		4.381	11.79	19.34
500	12.26			
		4.9346	13.28	32.62
400	14.94			
		7.7528	20.87	53.49
300	22.33			
		10.7202	28.86	82.35
200	22.43			
		4.8939	13.17	95.52
100	7.98			
		1.6656	4.48	100.00
48	0			
	Σ	37.15	100.00	

Fuente: Grupo de Investigación.

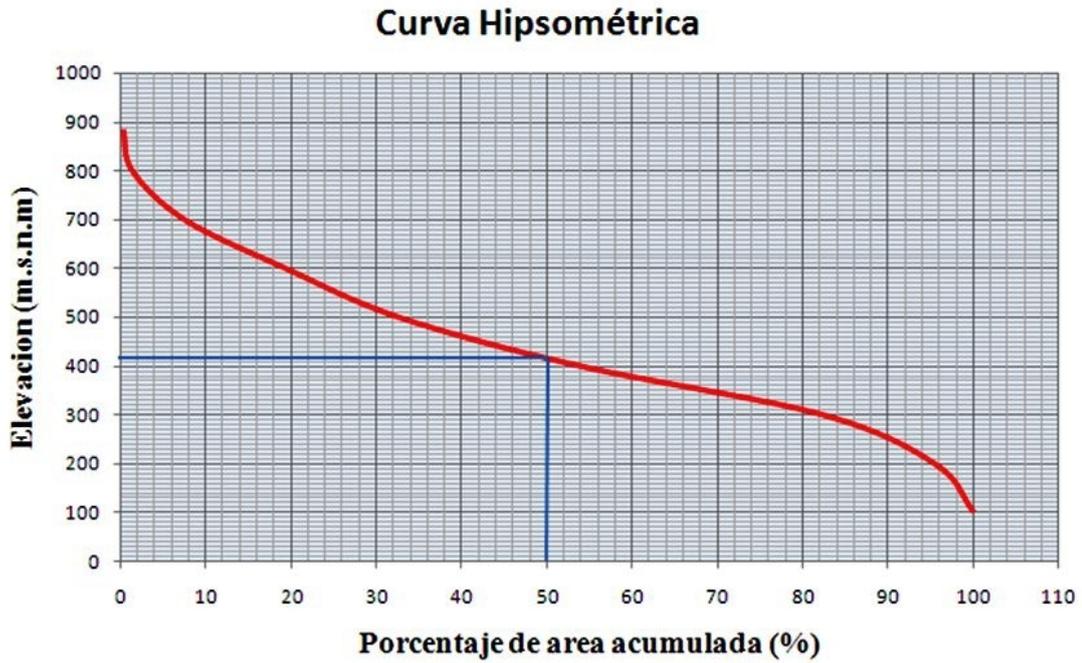
Cuadro 4.27: Tabulación para la Curva Hipsométrica caserío Hacienda Vieja.

Curva	Longitud (Km)	Área entre curvas (Km ²)	% de Área	% de Área Acumulada
883	0			
		0.1224	0.35	0.35
800	1.29			
		0.4024	1.16	1.51
700	1.19			
		2.2812	6.56	8.07
600	4.94			
		4.381	12.59	20.66
500	12.26			
		4.9346	14.18	34.84
400	14.94			
		7.7528	22.28	57.12
300	22.33			
		10.6488	30.61	87.73
200	21.63			
		3.8417	11.04	98.77
100	4.4			
		0.4227	1.22	100.00
60	0			
	Σ	34.79	100.00	

Fuente: Grupo de Investigación.

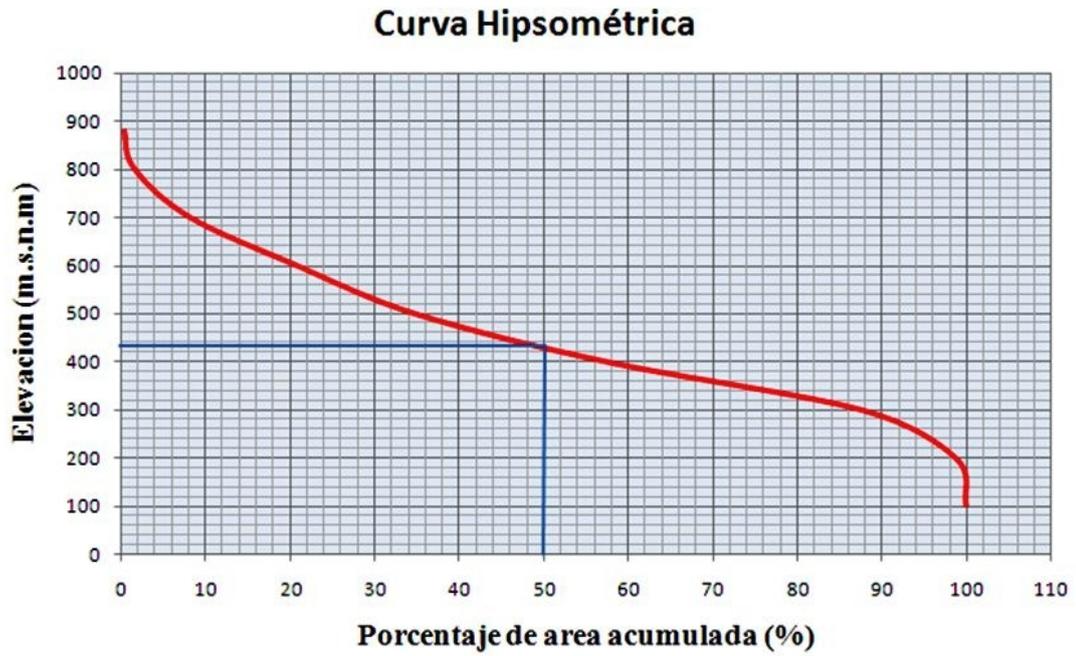
Luego se graficaron las elevaciones versus el porcentaje de área acumulada (ver Gráfico 4.1, 4.2 y 4.3). La elevación media por este método es la ordenada que corresponde al 50% de las áreas acumuladas de la cuenca, en este caso el dato en Hacienda Nueva es de 418 m.s.n.m, para el segundo punto en el Puente en caserío Hacienda Nueva es de 419 m.s.n.m, el tercer punto ubicado en Hacienda Vieja es de 428 m.s.n.m.

Grafico 4.1: Grafica para la Elevación Media Hacienda Nueva.



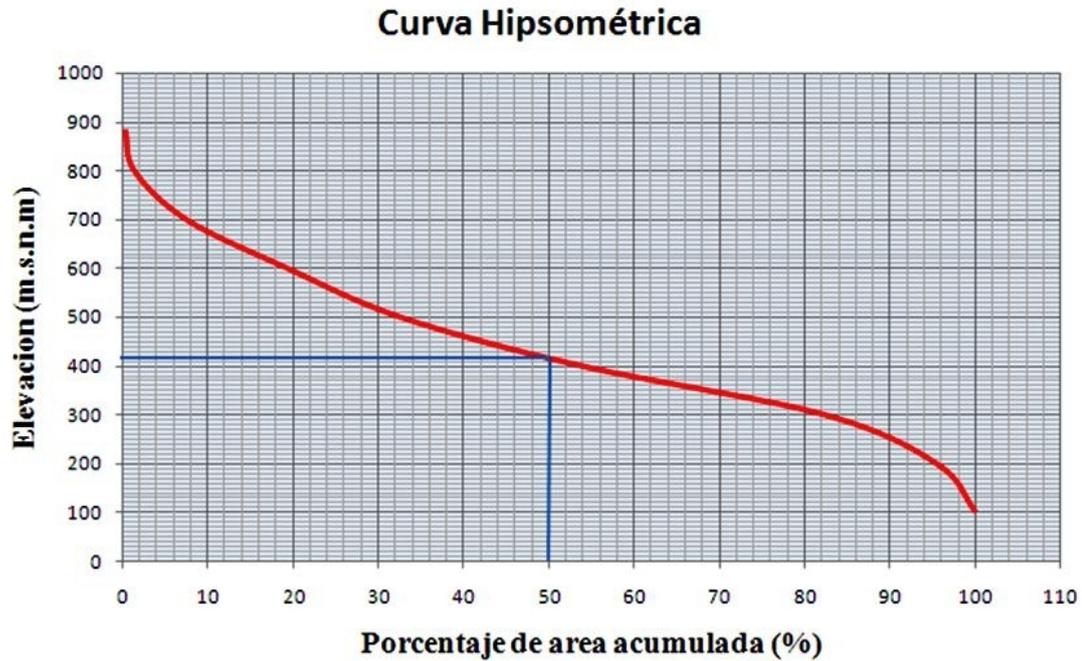
Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.2: Grafica para la Elevación Media Puente en caserío Hacienda Nueva.



Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.3: Grafica para la Elevación Media Hacienda Vieja.



Fuente: Grupo de Investigación.

Existe una diferencia entre los resultados obtenidos por el segundo y el tercer método; esto se debe a que en el segundo método las curvas utilizadas fueron las de cota redonda, y por el tercer método se usó el valor medio de las curvas de nivel; creando discrepancia en el valor final. Por lo que los valores que se tomaran en cuenta serán los obtenidos por el método de la *curva hipsométrica*.

Periodo de retorno.

Para la obtención del período de retorno existen datos en base a experiencias obtenidas en el diseño para estructuras de control de agua, tal como se muestra en el cuadro 4.28:

Cuadro 4.28: Criterios de Diseño Generalizado Para Estructuras de Control de Agua.

TIPO DE ESTRUCTURA	PERIODO DE RETORNO
ALCANTARILLAS DE CARRETERA	
Volúmenes de tráfico bajos	5 - 10
Volúmenes de tráfico medios	10 - 25
Volúmenes de tráfico altos	50 - 100
PUENTES DE CARRETERA	
Sistema secundario	10 - 50
Sistema primario	50 - 100
AEROPUERTOS	
Volúmenes bajos	5 - 10
Volúmenes medios	10 - 25
Volúmenes altos	50 - 100
DIQUES	
En fincas	2 - 50
Alrededor de ciudades	50 - 200
PRESAS (Amenaza baja)*	
Pequeñas	
Medias	50 - 100
Grandes	100 +
PRESAS (Amenaza Alta)**	
Pequeñas	-
Medias	-
Altas	-

*Poca probabilidad de pérdidas de vidas

** Con probabilidad de altas pérdidas de vidas

Fuente: Hidrología Aplicada, Autor Ven – Te – Chow, Editorial McGraw Hill, Tercera Edición, 1995.

Para nuestro caso, tomaremos un periodo de retorno ubicado en el rango de 10 – 50 años, que es el establecido para puentes carreteros en un sistema secundario según el autor. Tomaremos un periodo de retorno TR= 50 años.

Tiempo De Concentración.

Llamas (1993) lo define como el tiempo requerido para que, durante un aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Existen muchas formulas empíricas para calcular el tiempo de concentración sin embargo en el presente estudio se utilizaran las más usadas en nuestro medio las cuales son:

Ecuación de California.

Usando la ecuación 3.9 del capítulo III tenemos.

$$T_c = \left(\frac{0.87 * L^3}{H} \right)^{0.385} * 60 \text{ min} \quad E.c.3.9$$

Donde:

T_c : Tiempo de concentración, en minutos

L : Longitud del cauce más largo, en km

H : Elevación máxima, en metros

Método de Giandotti.

Usando la ecuación 3.11 del capítulo III tenemos.

$$T_c = \frac{\sqrt{A_c} + 1.5(L_c)}{(0.85)\sqrt{H_m}} * 60 \text{ min} \quad E.c.3.11$$

Donde:

T_c : tiempo de concentración de la cuenca (minutos)

A_c : Área de la cuenca (Km^2)

L_c : longitud del cauce más largo (km.)

H_m : elevación media de la cuenca definida por la curva hipsométrica:

Los datos obtenidos hasta el primer punto (**Hacienda Nueva**) son:

A_c : Área de la cuenca = 37.45 Km^2

L_c : Longitud del cauce más largo = 19.80 Km

E_m : Elevación media por el método de la curva hipsométrica = 418 m.s.n.m.

H : Elevación máxima en metros = 883 m.s.n.m.

Sustituyendo los datos para las dos ecuaciones se tiene:

$$T_c(\text{Giandotti}) = \frac{\sqrt{37.45} + 1.5(19.80)}{(0.85)\sqrt{418}} * 60 \text{ min}$$

$T_c = 123.67$ minutos

$$Tc(\text{California}) = \left(\frac{0.87 * (19.80)^3}{883} \right)^{0.385} * 60 \text{ min}$$

Tc = 131.32 minutos.

Los datos obtenidos hasta el segundo punto (**Puente en caserío Hacienda Nueva**) son:

Ac: Área de la cuenca	= 37.15 Km ²
Lc: Longitud del cauce más largo	= 19.07 Km
Em: Elevación media por el método de la curva hipsométrica	= 419 m.s.n.m.
H: Elevación máxima en metros	= 883 m.s.n.m.

Sustituyendo los datos para las dos ecuaciones se tiene:

$$Tc(\text{Giandotti}) = \frac{\sqrt{37.15} + 1.5(19.07)}{(0.85)\sqrt{419}} * 60 \text{ min}$$

Tc = 119.66 minutos

$$Tc(\text{California}) = \left(\frac{0.87 * (19.07)^3}{883} \right)^{0.385} * 60 \text{ min}$$

Tc = 125.74 minutos.

Los datos obtenidos hasta el tercer punto (**Hacienda Vieja**) son:

Ac: Área de la cuenca	= 34.79 Km ²
Lc: Longitud del cauce más largo	= 17.44 Km
Em: Elevación media por el método de la curva hipsométrica	= 428 m.s.n.m.
H: Elevación máxima en metros	= 883 m.s.n.m.

Sustituyendo los datos para las dos ecuaciones se tiene:

$$Tc(\text{Giandotti}) = \frac{\sqrt{34.79} + 1.5(17.44)}{(0.85)\sqrt{428}} * 60 \text{ min}$$

Tc = 109.38 minutos

$$Tc(\text{California}) = \left(\frac{0.87 * (17.44)^3}{883} \right)^{0.385} * 60 \text{ min}$$

Tc = 113.41 minutos.

Intensidad De Diseño.

Para determinar la intensidad de diseño se obtuvo la información de la precipitación de la estación meteorológica de M-6, ubicada en Papalón. (Ver Cuadro N° 4.29). Teniendo los registros de intensidad de lluvia para una duración determinada como un tiempo de concentración obtenido del menor de los dos métodos evaluados (Hacienda Nueva $T_c = 123.67$ min, Puente en caserío Hacienda Nueva $T_c = 119.66$ min. Y Hacienda Vieja $T_c = 109.38$ min.), y un periodo de retorno de 50 años, se realiza el proceso siguiente:

- ❖ Se toman valores de intensidades máximas anuales de lluvia de las estaciones pluviográficas, en el rango de valores de duración de la lluvia del tiempo de concentración. (de 15 min. a 360 min.)
- ❖ Se ordenan los datos de intensidad de lluvia de cada estación, en orden de magnitud decreciente (de mayor a menor)
- ❖ Calcular la probabilidad de ocurrencia en porcentaje a partir de la ecuación 4.4:

$$f_m = \frac{m}{(n + 1)} * 100 \quad E. c. 4.4$$

Donde:

f_m : Frecuencia empírica (%)

m : Posición del dato

n : Número total de datos

Todo esto se tabula como lo muestra el Cuadro 4.29, luego se procede a graficar los datos en papel probabilístico GUMBEL (Gráfico 4.4). Obteniendo para la estación del Papalón los valores de Intensidad de Diseño que corresponden al rango de valores de duración de la lluvia (cuadro 4.30), seguidamente estos datos se plotean en papel semilogarítmico, teniendo en el eje de las abscisas los tiempos de duración en minutos y en el eje de las ordenadas las intensidades en mm/min. (Gráfico 4.4 – 4.6); luego, con el tiempo de concentración se traza la curva y se lee en las ordenadas la intensidad de diseño para el área de influencia de la cuenca.

Cuadro 4.29: Intensidad de Precipitación Máxima Anual (Absoluta).

ESTACIÓN: EL PAPALÓN

ÍNDICE: M - 6

ELEMENTO: Intensidad de precipitación máxima anual
en (Absoluta) mm/min. para diferentes períodos.

ESTACIÓN: EL PAPALÓN

LATITUD: 13° 26.6'

LONGITUD: 88° 07.4'

ELEVACIÓN: 80 m.s.n.m.

AÑO	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1961	4.08	2.66	2.30	2.15	1.87	1.48	1.17	0.81	0.61	0.52	0.40	0.17	0.14
1962	2.04	1.58	1.35	1.30	1.09	0.89	0.72	0.49	0.37	0.30	0.25	0.21	0.11
1963	2.40	2.11	1.92	1.58	1.33	1.19	1.01	0.93	0.35	0.28	0.24	0.23	0.12
196	2.04	1.92	1.81	1.74	1.68	1.42	1.14	0.80	0.68	0.58	0.44	0.34	0.27
1965	2.10	2.03	1.92	1.67	1.30	0.92	0.76	0.51	0.39	0.32	0.28	0.23	0.18
1966	2.44	2.21	2.13	1.96	1.53	1.17	0.92	0.72	0.29	0.09	0.08	0.07	0.06
1967	5.44	3.78	3.17	2.71	1.88	1.50	1.15	0.99	0.52	0.50	0.36	0.27	0.19
1968	2.54	2.04	1.74	1.71	1.23	0.93	0.75	0.64	0.31	0.26	0.22	0.17	0.13
1969	3.72	2.82	2.45	1.87	1.26	0.90	0.63	0.43	0.29	0.27	0.26	0.17	0.07
1970	2.78	2.56	2.33	2.12	1.54	1.07	0.82	0.72	0.56	0.45	0.39	0.31	0.15
1971	2.08	2.05	1.88	1.67	1.33	1.22	0.02	0.75	0.59	0.22	0.18	0.18	0.09
1972	4.00	3.00	2.67	2.50	1.96	1.70	1.38	0.95	0.47	0.38	0.26	0.20	0.18
1973	2.80	2.30	1.94	1.66	1.32	0.96	0.82	0.56	0.38	0.35	0.27	0.21	0.19
1974	2.94	2.37	2.18	1.92	1.45	1.05	0.89	0.62	0.47	0.49	0.47	0.39	0.29
1975	2.54	2.04	1.51	1.28	1.06	0.80	0.63	0.37	0.29	0.25	0.22	0.15	0.13
1976	2.60	1.80	1.54	1.34	1.10	0.89	0.71	0.51	0.41	0.41	0.40	0.35	0.27
1977	2.70	1.71	1.52	1.42	1.01	0.69	0.52	0.35	0.27	0.22	0.19	0.15	0.11
1978	2.80	2.20	1.94	1.75	1.74	1.45	1.41	1.17	1.03	0.84	0.74	0.59	0.41
1979	2.96	2.45	2.10	1.86	1.37	1.09	1.08	0.79	0.60	0.48	0.40	0.19	0.15
1980	2.15	1.98	1.92	1.63	1.37	1.22	0.97	0.68	0.52	0.43	0.36	0.30	0.21
1981	2.00	1.94	1.94	1.66	1.56	1.28	1.12	0.76	0.58	0.54	0.50	0.16	0.09
1983	2.38	1.94	1.55	1.62	1.45	1.09	0.87	0.60	0.47	0.41	0.36	0.29	0.21

Fuente: SNNET (Servicio Nacional de Estudios Territoriales).

Nota: se utilizo el registro de intensidades de los años de 1961 hasta 1983, porque es la serie de datos más confiables que tiene el SNET.

Cuadro 4.30: frecuencia empírica y ordenamiento de intensidades para los caseríos críticos a inundación del Cantón Chilanguera.

CÓDIGO: M-6 ESTACIÓN: PAPALÓN

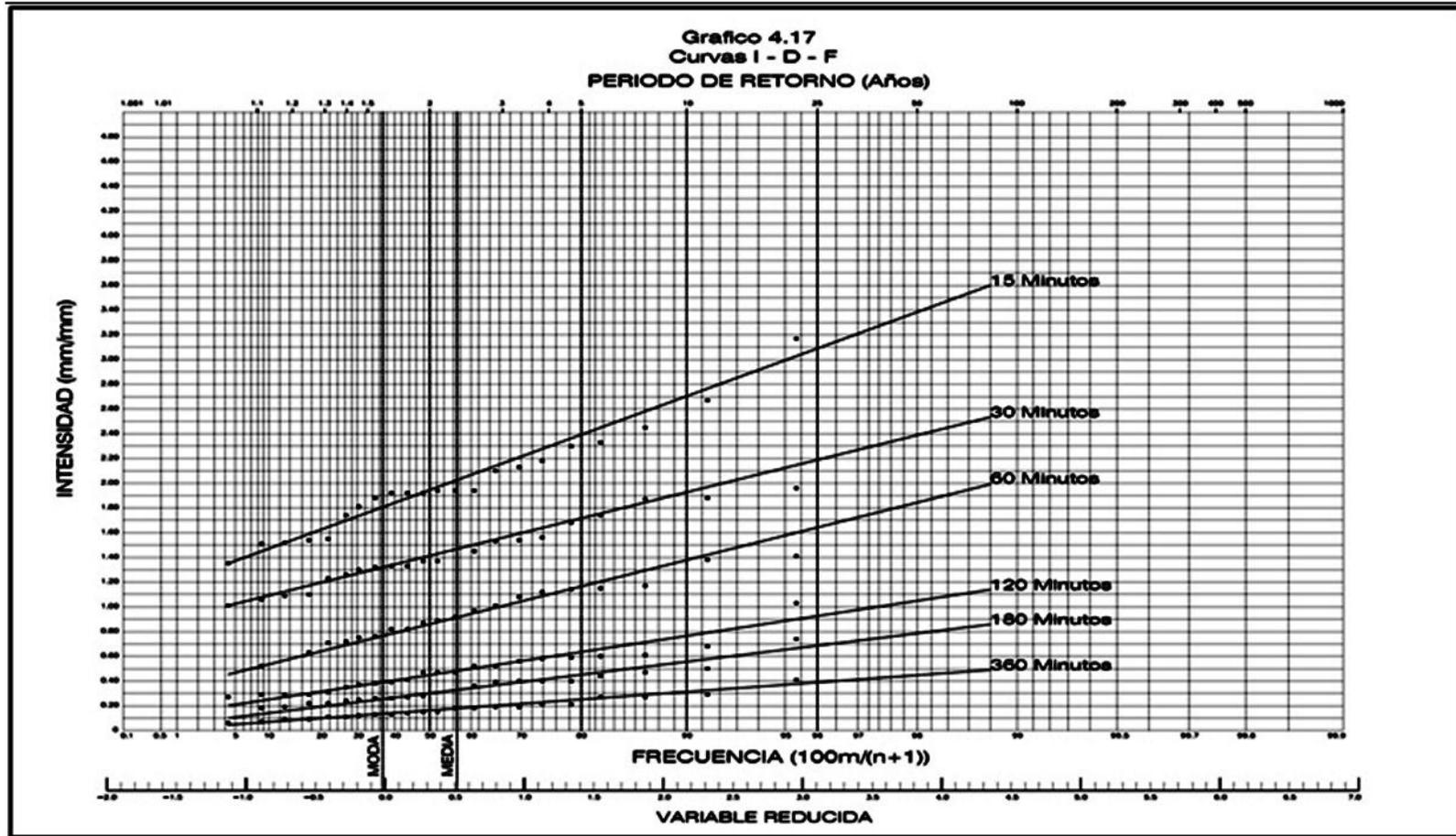
FRECUENCIA EMPÍRICA

ORDENAMIENTO ASCENDENTE DE DATOS.

n	AÑOS	fm	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
1	1961	4.3%	2.00	1.58	1.35	1.28	1.01	0.69	0.02	0.35	0.27	0.09	0.08	0.07	0.06
2	1962	8.7%	2.04	1.71	1.51	1.30	1.06	0.80	0.52	0.37	0.29	0.22	0.18	0.15	0.07
3	1963	13.0%	2.04	1.80	1.52	1.34	1.09	0.89	0.63	0.43	0.29	0.22	0.19	0.15	0.09
4	1964	17.4%	2.08	1.92	1.54	1.42	1.10	0.89	0.63	0.49	0.29	0.25	0.22	0.16	0.09
5	1965	21.7%	2.10	1.94	1.55	1.58	1.23	0.90	0.71	0.51	0.31	0.26	0.22	0.17	0.11
6	1966	26.1%	2.15	1.94	1.74	1.62	1.26	0.92	0.72	0.51	0.35	0.27	0.24	0.17	0.11
7	1967	30.4%	2.38	1.98	1.81	1.63	1.30	0.93	0.75	0.56	0.37	0.28	0.25	0.17	0.12
8	1968	34.8%	2.40	2.03	1.88	1.66	1.32	0.96	0.76	0.60	0.38	0.30	0.26	0.18	0.13
9	1969	39.1%	2.44	2.04	1.92	1.66	1.33	1.05	0.82	0.62	0.39	0.32	0.26	0.19	0.13
10	1970	43.5%	2.54	2.04	1.92	1.67	1.33	1.07	0.82	0.64	0.41	0.35	0.27	0.20	0.14
11	1971	47.8%	2.54	2.05	1.92	1.67	1.37	1.09	0.87	0.68	0.47	0.38	0.28	0.21	0.15
12	1972	52.2%	2.60	2.11	1.94	1.71	1.37	1.09	0.89	0.72	0.47	0.41	0.36	0.21	0.15
13	1973	56.5%	2.70	2.20	1.94	1.74	1.45	1.17	0.92	0.72	0.47	0.41	0.36	0.23	0.18
14	1974	60.9%	2.78	2.21	1.94	1.75	1.45	1.19	0.97	0.75	0.52	0.43	0.36	0.23	0.18
15	1975	65.2%	2.80	2.30	2.10	1.86	1.53	1.22	1.01	0.76	0.52	0.45	0.39	0.27	0.19
16	1976	69.6%	2.80	2.37	2.13	1.87	1.54	1.22	1.08	0.79	0.56	0.48	0.40	0.29	0.19
17	1977	73.9%	2.94	2.45	2.18	1.92	1.56	1.28	1.12	0.80	0.58	0.49	0.40	0.30	0.21
18	1978	78.3%	2.96	2.56	2.30	1.96	1.68	1.42	1.14	0.81	0.59	0.50	0.40	0.31	0.21
19	1979	82.6%	3.72	2.66	2.33	2.12	1.74	1.45	1.15	0.93	0.60	0.52	0.44	0.34	0.27
20	1980	87.0%	4.00	2.82	2.45	2.15	1.87	1.48	1.17	0.95	0.61	0.54	0.47	0.35	0.27
21	1981	91.3%	4.08	3.00	2.67	2.50	1.88	1.50	1.38	0.99	0.68	0.58	0.50	0.39	0.29
22	1983	95.7%	5.44	3.78	3.17	2.71	1.96	1.70	1.41	1.17	1.03	0.84	0.74	0.59	0.41

Fuente: SNET (Servicio Nacional de Estudios Territoriales).

Grafico 4.4: Gráfico correspondiente a las curvas I.D.F.



Fuente: Grupo de Investigación.

Los datos obtenidos de cruzar la línea del periodo de retorno para 50 años y las rectas de dispersión para cada duración obtenemos el cuadro 4.31, y con estos datos procedemos a graficar la intensidad de diseño para los tres puntos de interés (Hacienda Nueva, Puente en caserío Hacienda Nueva y Hacienda Vieja). Interceptando la grafica con su respectivo tiempo de concentración.

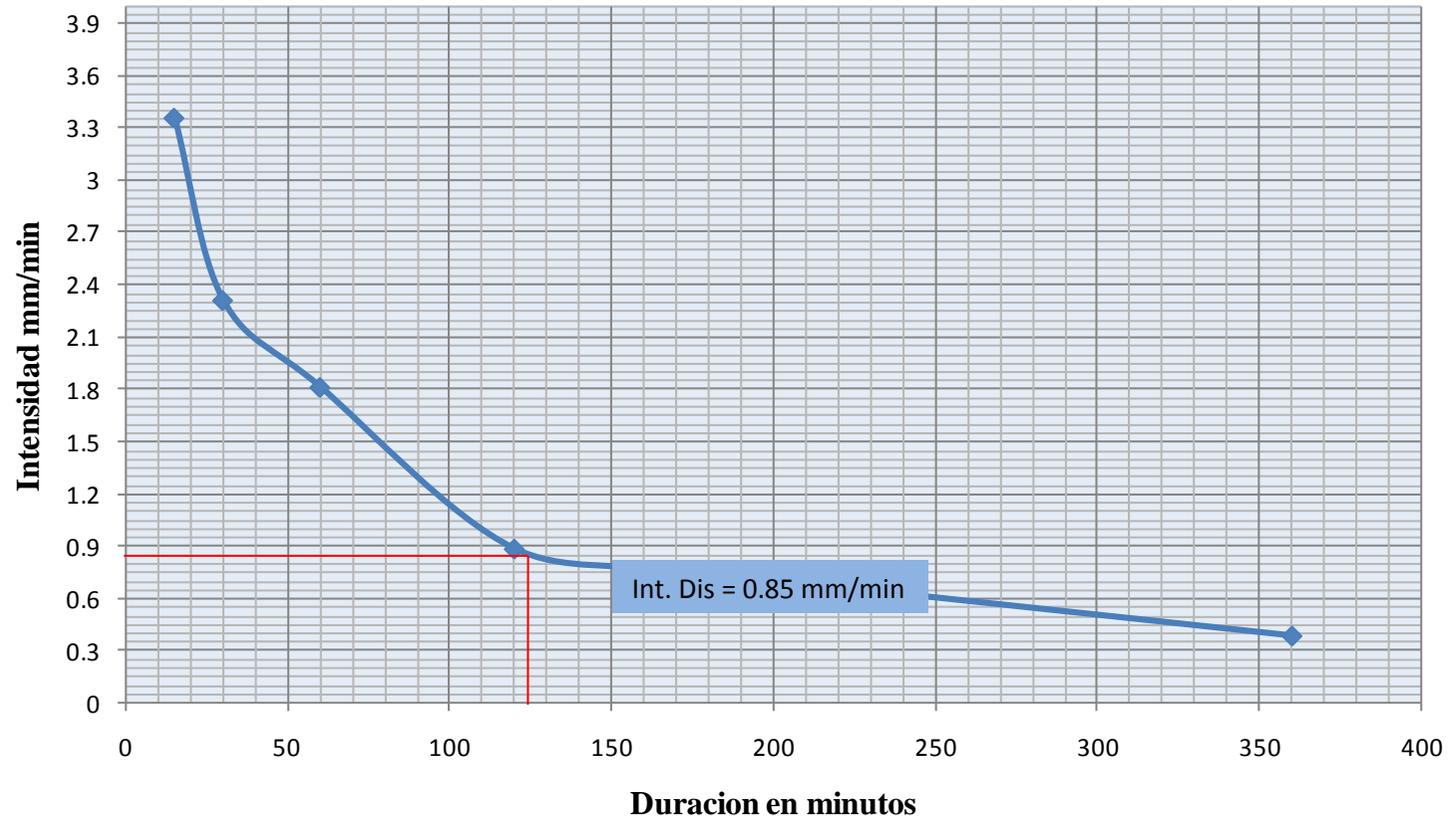
Cuadro 4.31: Intensidad – Duración para un periodo de 50 años.

DURACIÓN (MIN.)	INTENSIDADES EN MM/MINUTO PARA TR = 50 AÑOS
15	3.36
30	2.31
60	1.81
120	0.88
180	0.74
360	0.38

Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.5: Gráfico Correspondiente a la Intensidad de Diseño (50 años). Punto de interés “Hacienda Nueva”

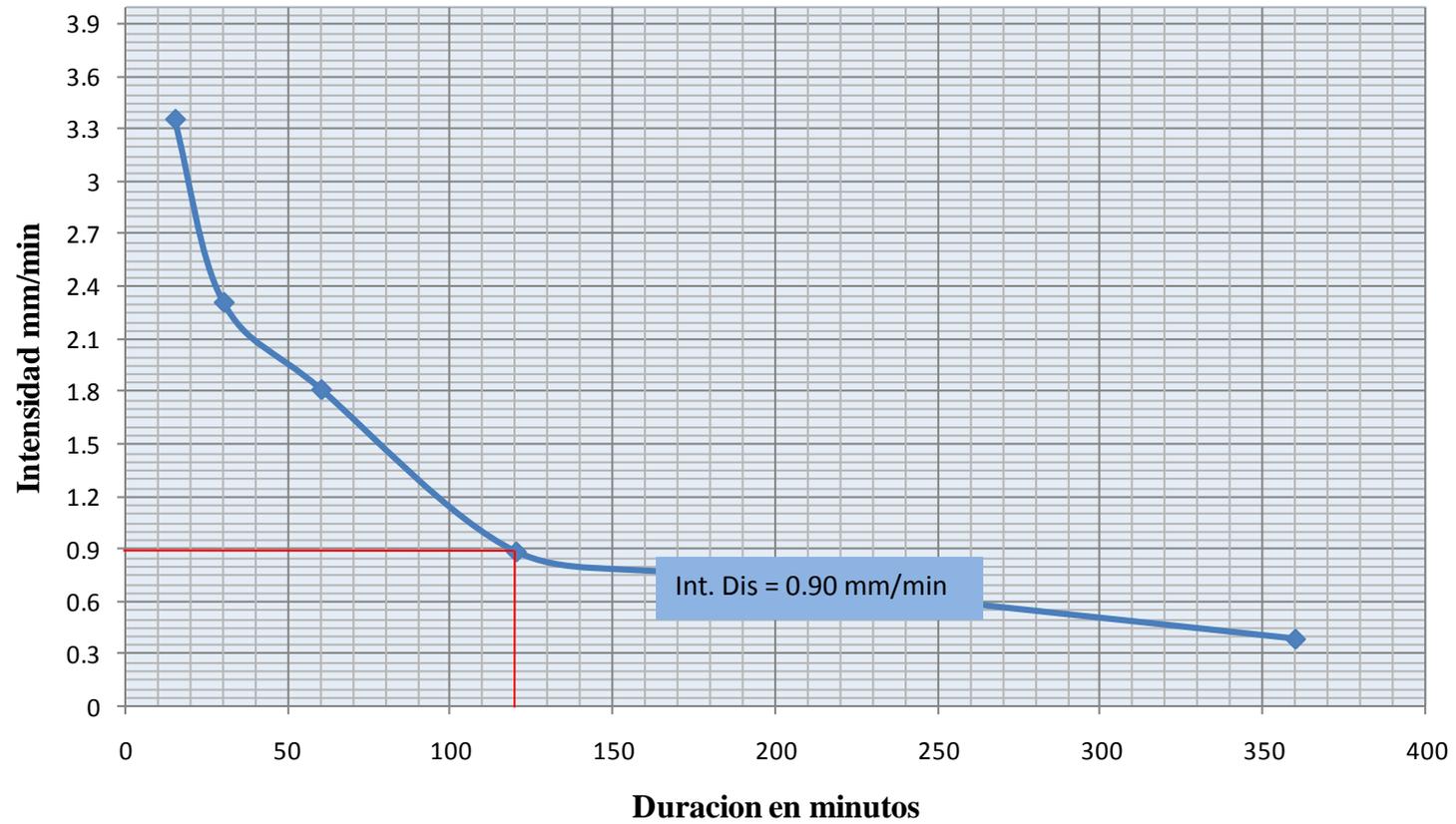
INTENSIDAD DE DISEÑO



Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.6: Gráfico Correspondiente a la Intensidad de Diseño (50 años). Punto de interés “Puente en caserío Hacienda Nueva”

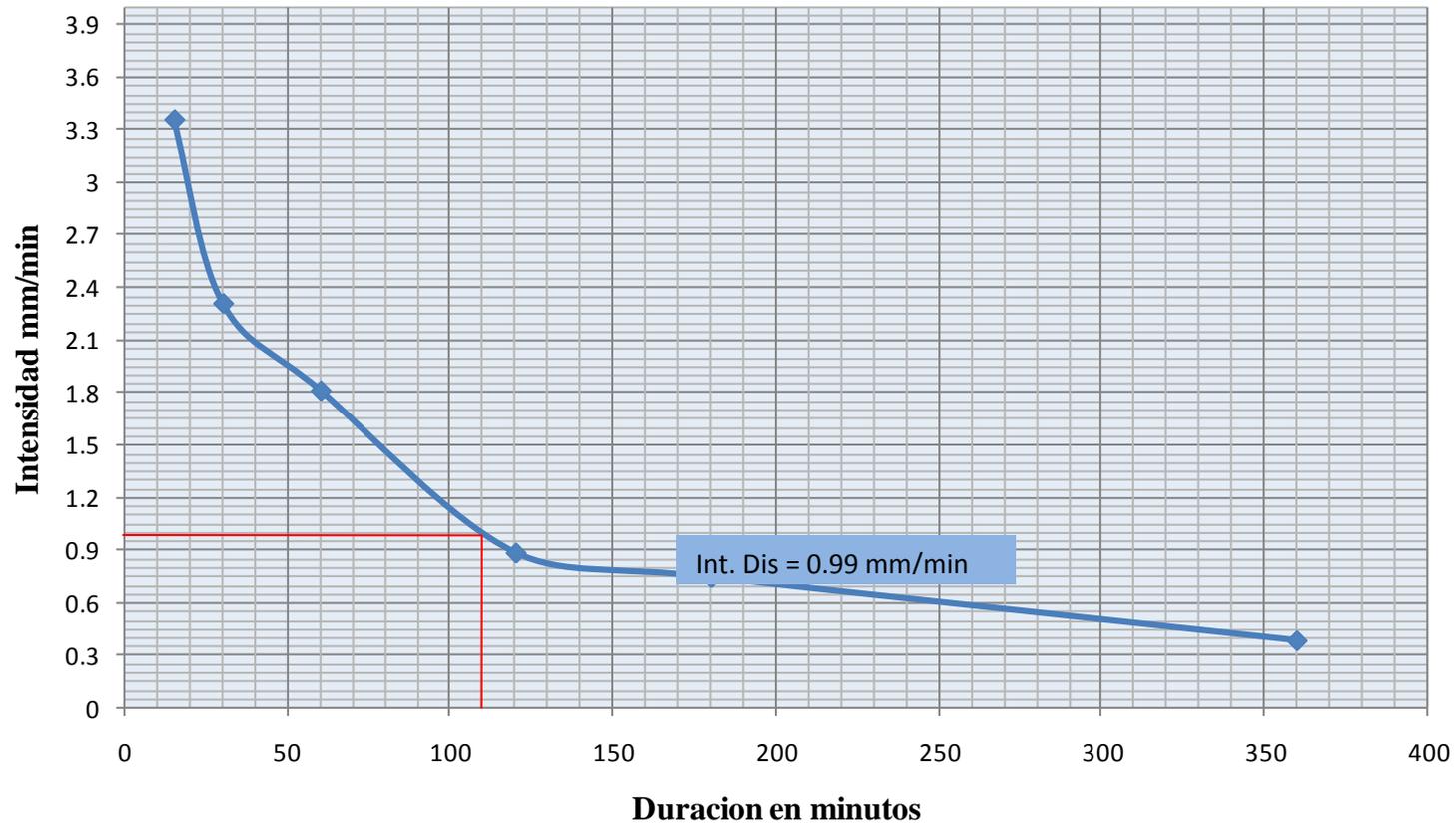
INTENSIDAD DE DISEÑO



Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.7: Gráfico Correspondiente a la Intensidad de Diseño (50 años). Punto de interés “Hacienda Vieja”

INTENSIDAD DE DISEÑO



Fuente: Grupo de Investigación.

Calculo del Caudal.

Método de las Isócronas.

La información básica de que se debe disponer para estimar una crecida es la siguiente:

- ❖ Información de intensidades máximas, mapas con información topográfica, que permitan la delimitación de la zona de recogimiento, así como la definición de los principales cauces.
- ❖ Mapas que definan el comportamiento de las lluvias en los meses húmedos, además debe disponerse de información de las condiciones geológicas y de vegetación de la zona, así como datos de aforo o caudales máximos registrados, información que resulta indispensable para la aplicación de la metodología.
- ❖ El mapa hidrográfico de la zona se utiliza para calcular el tiempo de concentración del área de interés, así como la longitud de los diferentes cauces por medio de los cuales podemos determinar los intervalos entre las curvas Isócronas

Conocido el tiempo de concentración de la cuenca se podrá determinar o establecer el tiempo de duración de la lluvia. Es importante también para efecto de revisión del dato a generar, disponer de caudales máximos de alguna estación hidrométrica a fin de dar un dictamen de la bondad de la metodología utilizada. Además, se debe establecer cuál será el período de diseño a ser utilizado.

Secuencia de Cálculo.

El procedimiento a seguir para la estimación del caudal máximo con el que tendría que diseñarse la obra de Mitigación para un período de retorno de 50 años es:

❖ Establecimiento de las Líneas Isócronas.

Como se menciona anteriormente las líneas Isócronas son aquellas que delimitan cierto número de sectores, en las que una gota de agua tarda en llegar en tiempos sucesivos de t , $2t$, etc., al punto considerado, por lo cual es de interés la determinación del tiempo de concentración.

El tiempo de concentración para el primer punto (*Hacienda Nueva*) es:

$$T_c = 123.67 \text{ minutos.}$$

El tiempo de concentración para el segundo punto (*Puente en caserío Hacienda Nueva*) es:

$$T_c = 119.66 \text{ minutos.}$$

El tiempo de concentración para el tercer punto (*Hacienda Vieja*) es:

$$T_c = 109.38 \text{ minutos.}$$

Para efecto de trazado de las curvas Isócronas, se procede de la siguiente manera.

- a) Se estima la velocidad de propagación de la onda de crecidas que se puede calcular de la siguiente manera:

$$V = \frac{d}{t} \quad E. c. 4.5$$

Donde: t = tiempo de concentración.

d = la longitud del cauce más largo.

- b) Ahora, el tiempo de concentración se divide en cinco partes como mínimo, luego el tiempo resultante en minutos se multiplica por la velocidad máxima dando un valor de longitud que correspondería a ese intervalo de tiempo (T_n).

$$T_n = \frac{T_c}{n} \quad E. c. 4.6$$

Donde: T_c : es igual al tiempo de concentración

n : es igual al número de partes mínimas en que se dividirá el tiempo de concentración (cinco partes).

- c) La longitud (L_f), que es el intervalo a la cual se distribuirá cada curva isócrona se calcula de la siguiente manera:

$$L_f = V * T_n \quad E. c. 4.7$$

Donde: V : es la velocidad de propagación de la onda de crecidas.

T_n : es el tiempo de concentración dividido entre “ n ” partes.

Para el primer punto de interés “*Hacienda Nueva*” se tienen los siguientes datos:

$$L_c = d = 19.80 \text{ Km}$$

$$T_c = 123.67 \text{ minutos}$$

$$V = \frac{d}{t} = \frac{19.80 \text{ km}}{123.67 \text{ min}} = \mathbf{0.160 \text{ Km/min}}$$

$$T_n = \frac{T_c}{n} = \frac{123.67 \text{ min}}{5} = \mathbf{24.734 \text{ min}}$$

$$L_f = V * T_n = 0.160 \text{ Km/min} * 24.734 \text{ min} = \mathbf{3.957 \text{ Km}}$$

(Ver Plano 4.8 en Anexo 2)

Para el segundo punto de interés “**Puente en caserío Hacienda Nueva**” se tienen los siguientes datos:

$$L_c = d = 19.07 \text{ Km}$$

$$T_c = 119.66 \text{ minutos}$$

$$V = \frac{d}{t} = \frac{19.07 \text{ km}}{119.66 \text{ min}} = \mathbf{0.159 \text{ Km/min}}$$

$$T_n = \frac{T_c}{n} = \frac{119.66 \text{ min}}{5} = \mathbf{23.932 \text{ min}}$$

$$L_f = V * T_n = 0.159 \text{ Km/min} * 23.932 \text{ min} = \mathbf{3.805 \text{ Km}}$$

(Ver Plano 4.9 en Anexo 2)

Para el tercer punto de interés “**Hacienda Vieja**” se tienen los siguientes datos:

$$L_c = d = 17.44 \text{ Km}$$

$$T_c = 109.38 \text{ minutos}$$

$$V = \frac{d}{t} = \frac{17.44 \text{ km}}{109.38 \text{ min}} = \mathbf{0.159 \text{ Km/min}}$$

$$Tn = \frac{Tc}{n} = \frac{109.38 \text{ min}}{5} = \mathbf{21.876 \text{ min}}$$

$$Lf = V * Tn = 0.159 \text{ Km/min} * 21.876 \text{ min} = \mathbf{3.478 \text{ Km}}$$

(Ver Plano 4.10 en Anexo 2)

❖ **Determinación de los Coeficientes de Escorrentía.**

Como se mencionó en el capítulo III el coeficiente de escorrentía está en función de tres variables: La cobertura vegetal, tipo de suelo, y la pendiente del terreno. A diferencia del método racional, para este caso se debe determinar un coeficiente de escorrentía para cada zona delimitada por las líneas Isócronas. En cuanto a la evaluación de la cobertura vegetal, se realizó mediante un mapa de *Vegetación Natural de Ecosistemas Terrestres y Acuáticos* elaborado por la División de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) , obteniéndose la siguiente información: tropical ambrófila, semidesidua de tierras bajas (selva mediana subcaducifolia), zonas de cultivos forestales y frutales, zonas de cultivos o mezclas de sistemas productivos. Los coeficientes de escorrentía para cada sector de la sub-cuenca se obtienen en base al Plano vegetativo de la región (Mapa 3.2) y del cuadro 3.4.

Calculo de pendientes media por sector para los tres puntos de interés analizados. Obtenida toda la información necesaria para la aplicación de la ecuación de Hortón (Ecuación 3.4 y 4.2) para cada sector entre cada Isócrona (Ver Planos 4.11, 4.12, 4.13 en Anexo 2), se procede a calcular las pendientes medias de las respectivas sub-cuencas, tal como se muestra en los siguientes cuadros:

Cuadro 4.32: Calculo de la Pendiente para la Sub-Cuenca en Hacienda Nueva.

SECTOR	INTERSECCIÓN		DISTANCIAS		PENDIENTE		PENDIENTE DEL SECTOR
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
1	0	0	635.20	635.80	0	0	0
2	34	28	15353.70	14965.00	0.2214	0.1871	0.2043
3	31	30	13271.90	13817.60	0.2336	0.2171	0.2254
4	44	41	21492.20	23012.90	0.2047	0.1782	0.1915
5	27	40	15105.00	15643.50	0.1787	0.2557	0.2172
6	9	13	7522.10	7257.60	0.1196	0.1791	0.1494

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.33: Calculo de la Pendiente para la Sub-Cuenca Punte en caserío Hacienda Nueva.

SECTOR	INTERSECCIÓN		DISTANCIAS		PENDIENTE		PENDIENTE DEL SECTOR
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
1	0	0	635.20	635.80	0	0	0
2	33	29	14659.00	14787.30	0.2251	0.1961	0.2106
3	31	28	13029.40	12809.40	0.2379	0.2186	0.2283
4	40	39	19364.90	20069.40	0.2066	0.1943	0.2005
5	30	43	17643.70	17810.90	0.17	0.2414	0.2057
6	11	15	7437.30	7419.70	0.1479	0.2022	0.1751

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.34: Calculo de la Pendiente para la Sub-Cuenca en Hacienda Vieja.

SECTOR	INTERSECCIÓN		DISTANCIAS		PENDIENTE		PENDIENTE DEL SECTOR
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
1	0	0	635.20	635.80	0	0	0
2	27	26	12326.00	13107.20	0.219	0.1984	0.2087
3	32	27	13190.30	12319.50	0.2426	0.2192	0.2309
4	25	24	14051.00	14659.90	0.1779	0.1637	0.1708
5	42	52	20777.00	20692.80	0.2021	0.2513	0.2267
6	12	18	7039.60	7470.10	0.1705	0.241	0.2058

Fuente: Grupo de Investigación.

❖ **Calculo de caudales por sector.**

Sustituyendo los valores obtenidos anteriormente en la ecuación 4.8, se calculan los caudales para cada zona de delimitadas por las isócronas de cada Sub-Cuenca como se muestra en los cuadros 4.35, 4.36 y 4.37.

$$Q = \left(\frac{50}{3}\right)CIA \quad E.c. 4.8$$

Donde: C= Coeficiente de escorrentía para cada sector.

I= Intensidad de diseño para la sub-cuenca.

A= Área de cada sector de la sub-cuenca.

Cuadro 4.35: Caudal Máximo para la Sub-Cuenca en Hacienda Nueva.

SECTOR	ÁREA (KM ²)	PENDIENTE S%	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	INTENSIDAD (MM/MIN)	CAUDAL (M ³ /SEG)
1	0.2870	0	0.25	0.85	1.02
2	7.6865	20.43	0.40	0.85	43.56
3	6.9511	22.54	0.40	0.85	39.39
4	10.9104	19.15	0.35	0.85	54.1
5	7.8282	21.72	0.40	0.85	44.36
6	3.7884	14.94	0.35	0.85	18.78
Total	37.45				201.21

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.36: Caudal Máximo para la Sub-Cuenca Puente en caserío Hacienda Nueva.

SECTOR	ÁREA (KM ²)	PENDIENTE S%	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	INTENSIDAD (MM/MIN)	CAUDAL (M ³ /SEG)
1	0.2873	0	0.25	0.9	1.08
2	7.5841	21.06	0.40	0.9	45.5
3	6.5321	22.83	0.40	0.9	39.19
4	9.9123	20.05	0.40	0.9	59.47
5	8.9358	20.57	0.40	0.9	53.61
6	3.9025	17.51	0.35	0.9	20.49
Total	37.15				219.34

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.37: Caudal Máximo para la Sub-Cuenca en Hacienda Vieja.

SECTOR	ÁREA (KM ²)	PENDIENTE S%	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	INTENSIDAD (MM/MIN)	CAUDAL (M ³ /SEG)
1	0.2873	0	0.25	0.99	1.19
2	6.6082	20.87	0.40	0.99	43.61
3	6.3965	23.09	0.40	0.99	42.22
4	7.0641	17.08	0.35	0.99	40.8
5	10.8160	22.67	0.40	0.99	71.39
6	3.6155	20.58	0.40	0.99	23.86
Total	34.79				223.07

Fuente: Grupo de Investigación.

Según los datos obtenidos anteriormente se determinaron los caudales máximos para cada caserío, de acuerdo al periodo de retorno seleccionado en el cual tendrá énfasis en el análisis Hidráulico, para poder analizar las Obras Hidráulicas a Proponer. El cuadro 4.41 se presentan los caudales máximos obtenidos para cada Sub-Cuenca de nuestro punto de interés.

❖ Cálculo de Qmax por el método del Hidrograma Unitario Triangular Equivalente para el periodo de retorno de 50 años.

Para encontrar este Q_{máx.} o caudal pico y el aumento gradual de los caudales respecto al tiempo se utilizarán las fórmulas pertenecientes al modelo del Hidrograma Triangular Equivalente, ya explicado cada uno de sus términos en el apartado 3.5.2.11.

1. Volumen de bajo el hidrograma (V): $V = Ll_{ef} * A_{cuenca}$ E. c. 3.13
2. Lluvia efectiva (Ll_{ef}): $Ll_{ef} = D * i * C$ E. c. 3.14
3. Caudal pico (Q_p): $Q_p = \frac{2V}{t_b}$ E. c. 3.15
4. Tiempo base (T_b): $t_b = 2.67t_p$ E. c. 3.16
5. Tiempo pico (T_p): $t_p = 0.5D + 0.6t_c$ E. c. 3.17

❖ Datos para el Punto de interés Hacienda Nueva (Hidrograma unitario triangular)

Intensidades obtenidas del Cuadro 4.29:

DURACIÓN (MIN.)	INTENSIDADES EN MM/MINUTO
15	3.36
30	2.31
60	1.81
120	0.88
180	0.74
360	0.38

Coefficiente de escorrentía para el punto de interés Hacienda Nueva, este será el promedio de los coeficientes para cada sector de la Sub cuenca (Ver cuadro 4.33).

$$C = \frac{0.25 + 0.40 + 0.40 + 0.35 + 0.40 + 0.35}{6} = 0.36$$

$$C = 0.36$$

Área de la cuenca tomado de los datos obtenidos en la sección 4.4.1 área y perímetro de la cuenca.

$$A_c = 37.45 \text{ Km}^2.$$

Tiempo de concentración tomado de la sección 4.4.1 Tiempo de concentración.

$$T_c = 123.67 \text{ minutos.}$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones antes descritas se obtienen los datos mostrados en el cuadro 4.36.

- ❖ Datos para el Punto de interés Puente en caserío Hacienda Nueva (Hidrograma unitario triangular)

Intensidades obtenidas del Cuadro 4.29:

DURACIÓN (MIN.)	INTENSIDADES EN MM/MINUTO
15	3.36
30	2.31
60	1.81
120	0.88
180	0.74
360	0.38

Coefficiente de escorrentía para el punto de interés el Puente en caserío Hacienda Nueva, este será el promedio de los coeficientes para cada sector de la Sub cuenca (Ver cuadro 4.31).

$$C = \frac{0.25 + 0.40 + 0.40 + 0.40 + 0.40 + 0.35}{6} = 0.37$$

$$C = 0.37$$

Área de la cuenca tomado de los datos obtenidos en la sección 4.4.1 área y perímetro de la cuenca.

$$A_c = 37.15 \text{ Km}^2.$$

Tiempo de concentración tomado de la sección 4.4.1 Tiempo de concentración.

$$T_c = 119.66 \text{ minutos.}$$

Sustituyendo valores en las ecuaciones antes descritas se obtienen los datos mostrados en el cuadro 4.37.

❖ Datos para el Punto de interés Hacienda Vieja (Hidrograma unitario triangular)

Intensidades obtenidas del Cuadro 4.29:

DURACIÓN (MIN.)	INTENSIDADES EN MM/MINUTO
15	3.36
30	2.31
60	1.81
120	0.88
180	0.74
360	0.38

Coefficiente de escorrentía para el punto de interés e Hacienda Vieja, este será el promedio de los coeficientes para cada sector de la Sub cuenca (Ver cuadro 4.35).

$$C = \frac{0.25 + 0.40 + 0.40 + 0.35 + 0.40 + 0.40}{6} = 0.37$$

C = 0.37

Área de la cuenca tomado de los datos obtenidos en la sección 4.4.1 área y perímetro de la cuenca.

A_c = 34.79 Km².

Tiempo de concentración tomado de la sección 4.4.1 Tiempo de concentración.

T_c = 113.41 minutos.

Sustituyendo valores en las ecuaciones antes descritas se obtienen los resultados mostrados en los cuadros 4.38, 4.39 y 4.40.

Cuadro 4.38: Calculo de Caudales para los diferentes tiempo e intensidades de la Sub-Cuenca en Hacienda Nueva.

PERIODO DE RETORNO T(AÑOS)	DURACIÓN D(HORAS)	INTENSIDAD I(MM/HORAS)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C	ÁREA DE LA SUB-CUENCA A A(M ²)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN TC(HORAS)	LLUVIA EFECTIVA LL _{EF} (MM)	VOLUMEN DE ESCORRENTÍA V(M ³)	TIEMPO PICO TP(HORAS)	TIEMPO BASE TB(HORAS)	CAUDAL PICO (M ³ /SEG)
50	0.25	201.6	0.36	37450000	2.06	18.14	679343.00	1.361	3.63	103.97
50	0.5	138.6	0.36	37450000	2.06	24.95	934377.50	1.486	3.97	130.76
50	1	108.6	0.36	37450000	2.06	39.10	1464295.00	1.736	4.64	175.32
50	2	52.8	0.36	37450000	2.06	38.02	1423849.00	2.236	5.97	132.50
50	3	44.4	0.36	37450000	2.06	47.95	1795727.50	2.736	7.31	136.47
50	6	22.8	0.36	37450000	2.06	49.25	1844412.50	4.236	11.31	90.60

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.39: Calculo de Caudales para los diferentes tiempo e intensidades de la Sub-Cuenca Puenteen caserío Hacienda Nueva.

PERIODO DE RETORNO T(AÑOS)	DURACIÓN D(HORAS)	INTENSIDAD I(MM/HORAS)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C	ÁREA DE LA SUB-CUENCA A A(M ²)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN TC(HORAS)	LLUVIA EFECTIVA LL _{EF} (MM)	VOLUMEN DE ESCORRENTÍA V(M ³)	TIEMPO PICO TP(HORAS)	TIEMPO BASE TB(HORAS)	CAUDAL PICO (M ³ /SEG)
50	0.25	201.6	0.37	37150000	1.99	18.65	692847.50	1.319	3.52	109.35
50	0.5	138.6	0.37	37150000	1.99	25.64	952526.00	1.444	3.86	137.09
50	1	108.6	0.37	37150000	1.99	40.18	1492687.00	1.694	4.52	183.47
50	2	52.8	0.37	37150000	1.99	39.07	1451450.50	2.194	5.86	137.60
50	3	44.4	0.37	37150000	1.99	49.28	1830752.00	2.694	7.19	141.46
50	6	22.8	0.37	37150000	1.99	50.62	1880533.00	4.194	11.20	93.28

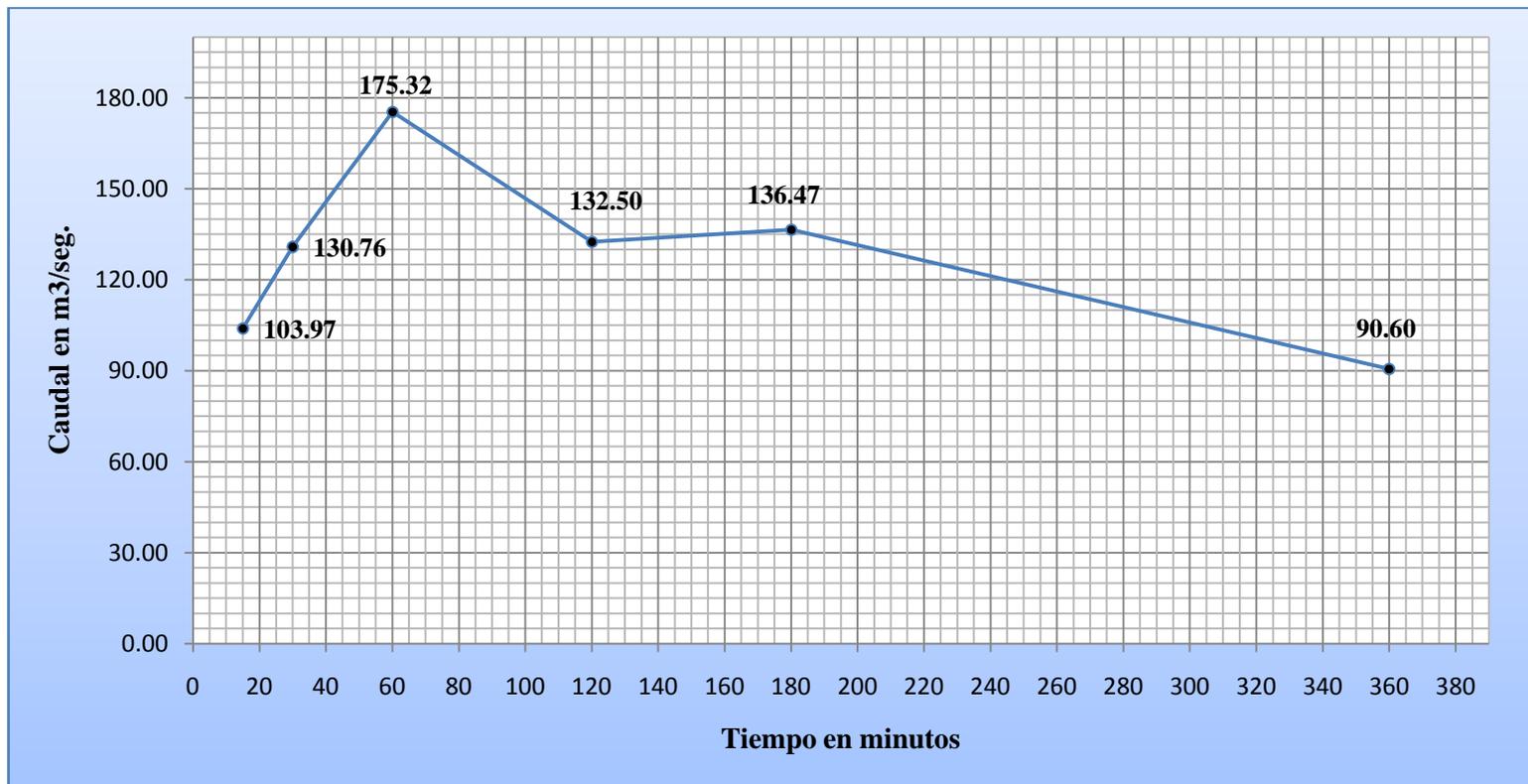
Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.40: Calculo de Caudales para los diferentes tiempo e intensidades de la Sub-Cuenca Hacienda Vieja.

PERIODO DE RETORNO T(AÑOS)	DURACIÓN D(HORAS)	INTENSIDAD I(MM/HORAS)	COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA C	ÁREA DE LA SUB-CUENCA A(M ²)	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN TC(HORAS)	LLUVA EFECTIVA LL _{EF} (MM)	VOLUMEN DE ESCORRENTÍA V(M ³)	TIEMPO PICO TP(HORAS)	TIEMPO BASE TB(HORAS)	CAUDAL PICO (M ³ /SEG)
50	0.25	201.6	0.37	34790000	1.89	18.65	648833.50	1.259	3.36	107.28
50	0.5	138.6	0.37	34790000	1.89	25.64	892015.60	1.384	3.70	133.94
50	1	108.6	0.37	34790000	1.89	40.18	1397862.20	1.634	4.36	178.12
50	2	52.8	0.37	34790000	1.89	39.07	1359245.30	2.134	5.70	132.48
50	3	44.4	0.37	34790000	1.89	49.28	1714451.20	2.634	7.03	135.49
50	6	22.8	0.37	34790000	1.89	50.62	1761069.80	4.134	11.04	88.62

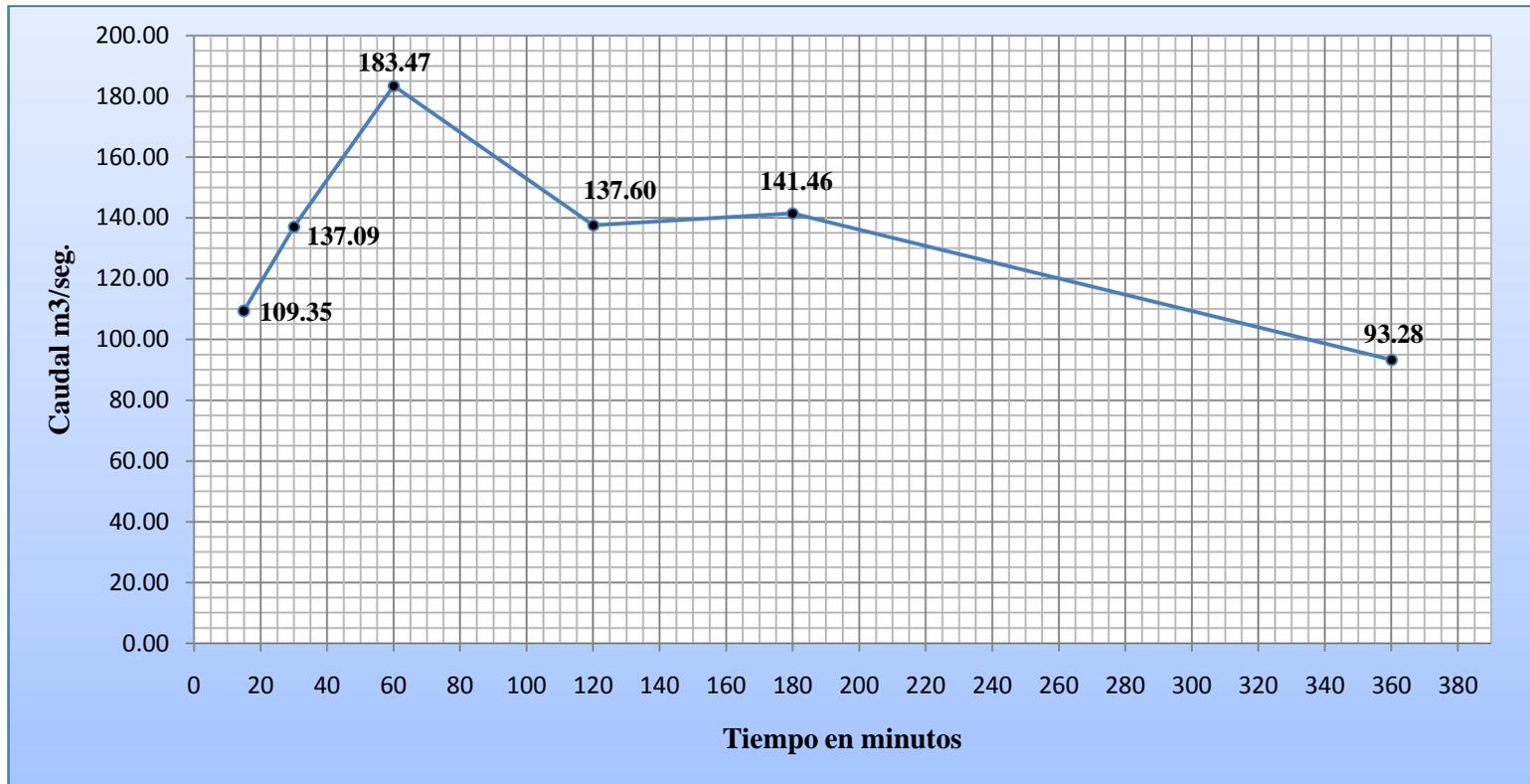
Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.8: Hidrograma Unitario en Hacienda Nueva.



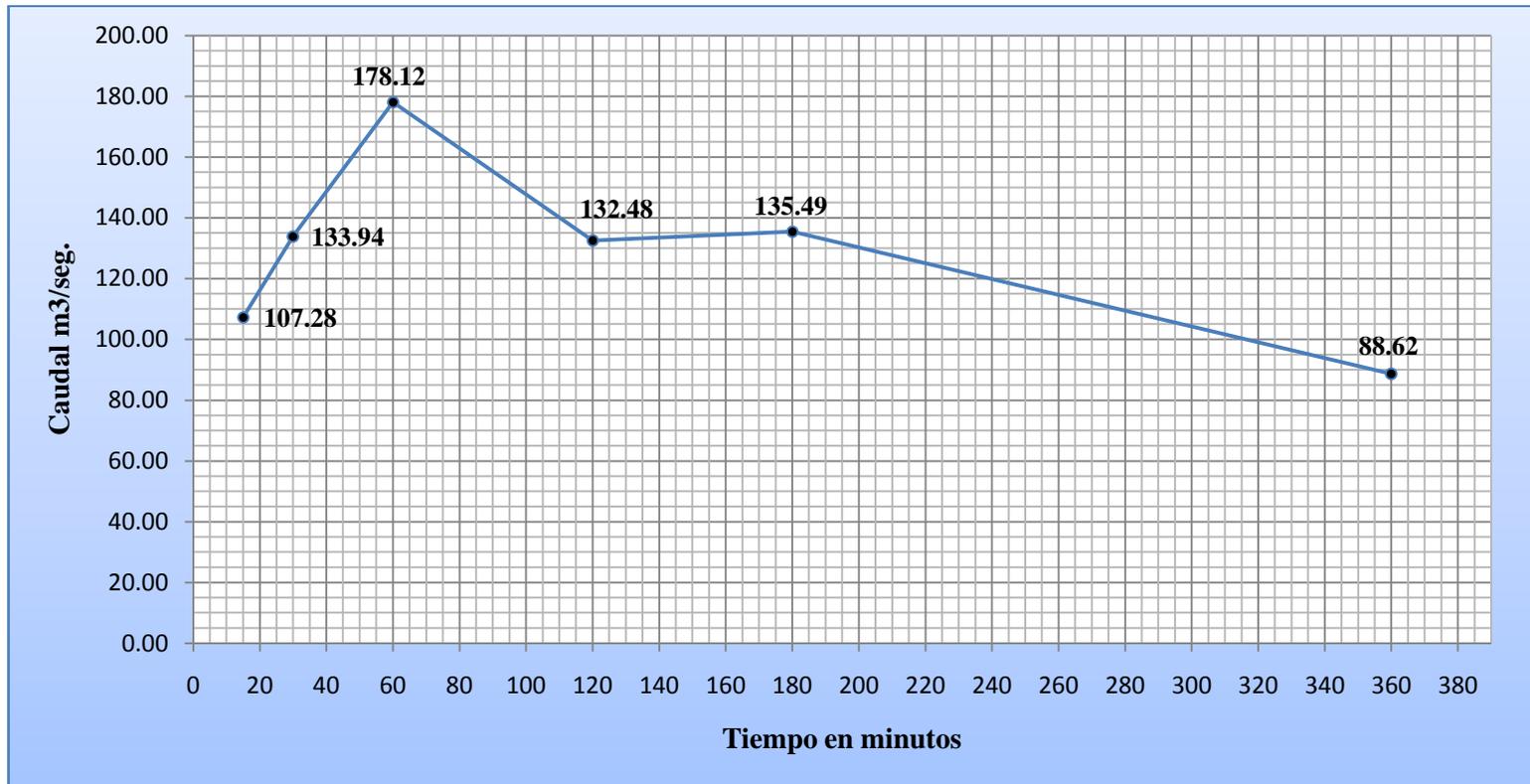
Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.9: Hidrograma Unitario Puente en caserío Hacienda Nueva.



Fuente: Grupo de Investigación.

Grafico 4.10: Hidrograma Unitario caserío Hacienda Vieja.



Fuente: Grupo de Investigación.

- ❖ Cuadro comparativos de los caudales obtenidos por el método de las isócronas así como también con el método del Hidrograma unitario Triangular Equivalente.

Cuadro 4.41: Caudales obtenidos por el método de las Isócronas y el Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.

Punto de interés	Q _{máx.} método de las isócronas	Q _{máx.} método del hidrograma unitario triangular equivalente
Hacienda Nueva.	201.21 m ³ /seg.	175.32 m ³ /seg.
Puente en caserío Hacienda Nueva.	219.34 m ³ /seg.	183.47 m ³ /seg.
Hacienda Vieja.	223.07 m ³ /seg.	178.12 m ³ /seg.

La variación en el resultado de los caudales obtenidos por los dos métodos nos proporciona un índice de comparación para verificar las bondades en la aplicación de un método respectivo. Debido a que el cálculo de las pendientes en el método de las Isócronas se realizó mediante la cuadrícula de Horton y estas al interpolarlas en el cuadro 3.4 junto con el tipo de vegetación y así se determinaron los diferentes coeficientes de escorrentía. Para el método del Hidrograma Unitario varía principalmente debido al coeficiente de escorrentía seleccionado mediante el promedio de los encontrados para las diferentes sectores de las isócronas en los cuadros 4.33, 4.34 y 4.35.

Los caudales utilizados para el análisis hidráulico son los determinados por el método de las Isócronas debido que a una mayor transparencia en el cálculo y a la vez por ser los más desfavorables para la zona de estudio.

4.5 Estudio Hidráulico.

Con el estudio Hidráulico se llega a relacionar el estudio Hidrológico aplicando la fórmula de Manning y la ecuación de continuidad. Este sirve para determinar el nivel de aguas máximas en el punto de interés y el área Hidráulica más eficiente, con el fin de

obtener el dimensionamiento Hidráulico o predimensionamiento de la “Obra de Protección”.

4.6 Memoria de Cálculo de Estudio Hidráulico.

Como se explicó anteriormente la expresión $AR^{2/3}$ se conoce como factor de sección para el cálculo de flujo uniforme, y es un elemento importante en el cálculo de flujo uniforme, este factor puede expresarse como:

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A_H R_H^{2/3} \quad E. c. 3.18$$

Coefficiente de Rugosidad de Manning.

Para la determinación del coeficiente de rugosidad n de Manning se utilizó el cuadro 3.7. De acuerdo con las características del Rio Chilanguera en los caseríos analizados presenta curso Limpio, curvado, algunos pozos, sin fallas o pozos profundos, pero más piedras y pastos.

Coeficiente n de Manning = **0.035**

Análisis para Condición de Flujo Crítico.

El cálculo del flujo crítico comprende la determinación de la profundidad crítica y la velocidad cuando se conocen el caudal y la sección de canal, al igual que para la condición de flujo uniforme el método utilizado fue el método algebraico con aproximación mediante prueba y error que se presenta a continuación.

Análisis para Condición de Flujo Normal.

A partir de la ecuación de flujo uniforme pueden calcularse la profundidad normal y la velocidad normal. Para la realización de los cálculos se utiliza la ecuación de Manning, el método utilizado para el presente estudio fue el método algebraico con aproximación mediante prueba y error que se presenta posteriormente al análisis para la condición de flujo critico.

4.7 Análisis para Condición de Flujo Crítico.

ESTUDIO HIDRÁULICO

HACIENDA NUEVA

CAUDAL (Qc)	=	201.21 m ³ /seg
COEF. RUGOSIDAD (n)	=	0.035
FACTOR HIDRÁULICO	=	2 063.48

ANÁLISIS PARA FLUJO CRÍTICO.

PENDIENTE (Sc) = 0.0142

SECCIÓN: 0+000

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
1.2	13.08	16.51	67.77	2063.48	36.46
4.00	58.55	15.47	6487.25	2063.48	356.76
2.89	40.98	16.51	2084.49	2063.48	202.23

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 1.2 m.

PENDIENTE (Sc) = 0.0067

SECCIÓN: 0+050

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
1.12	15.65	19.14	100.13	2063.48	44.32
3.00	54.45	20.99	3845.49	2063.48	274.68
2.52	44.32	20.99	2074.31	2063.48	201.74

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 1.12 m.

PENDIENTE (Sc) = 0.0232

SECCIÓN: 0+100

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
1.93	22.72	20.29	289.01	2063.48	75.30
3.00	44.82	20.70	2174.78	2063.48	206.57
2.97	44.20	20.70	2085.63	2063.48	202.29

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 1.93 m.

Nota: Todas las secciones correspondientes al caserío Hacienda Nueva, se calcularon de la misma forma que las secciones anteriores. Y que se resumen en el cuadro 4.42.

ESTUDIO HIDRÁULICO**PUENTE EN CASERÍO HACIENDA NUEVA.**

CAUDAL (Qc) = 219.34 m³/seg
 COEF. RUGOSIDAD (n) = 0.035
 FACTOR HIDRÁULICO = 2452.09

ANÁLISIS PARA FLUJO CRÍTICO.

PENDIENTE (Sc) = 0.0164

SECCIÓN: 0+300

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
2.31	27.44	21.86	472.58	2452.09	96.29
3.50	59.12	30.06	3437.04	2452.09	259.68
3.29	52.81	29.85	2467.03	2452.09	220.01

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 2.31 m.

PENDIENTE (Sc) = 0.0023

SECCIÓN: 0+350

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
0.52	12.99	30.52	35.91	2452.09	26.54
3.00	88.83	30.52	11483.24	2452.09	474.66
1.84	53.28	30.52	2477.37	2452.09	220.47

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 0.52 m.

PENDIENTE (Sc) = 0.0028

SECCIÓN: 0+400

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL SUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
2.65	54.60	27.23	2988.82	2452.09	242.16
2.50	50.50	26.83	2400.07	2452.09	217.00
2.52	51.04	26.89	2471.86	2452.09	220.22

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 2.65 m.

Nota: Todas las secciones correspondientes al Puente en caserío Hacienda Nueva, se calcularon de la misma forma que las secciones anteriores. Y que se resumen en el cuadro 4.43.

ESTUDIO HIDRÁULICO**HACIENDA VIEJA.**

CAUDAL (Qc) = 223.07 m³/seg
 COEF. RUGOSIDAD (n) = 0.035
 FACTOR HIDRÁULICO = 2536.20

ANÁLISIS PARA FLUJO CRÍTICO.

PENDIENTE (Sc) = 0.0292

SECCIÓN: 1+400

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL SUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
3.38	75.88	35.56	6143.14	2536.20	347.17
2.00	34.07	24.82	796.68	2536.20	125.02
2.71	53.65	30.33	2545.70	2536.20	223.49

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 3.38 m.

PENDIENTE (Sc) = 0.0645

SECCIÓN: 1+450

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL SUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
3.20	88.34	36.75	9379.61	2536.20	428.98
2.00	47.26	31.51	1674.95	2536.20	181.28
2.24	54.94	32.55	2547.33	2536.20	223.56

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 3.20 m.

PENDIENTE (Sc) = 0.0151

SECCIÓN: 1+500

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL SUFICIENTE

Tirante Yc (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	T (m)	Factor Geométrico FG=(A ³ /2T)	Factor Hidráulico FH=(Qc ²)/(2g)	Caudal (m ³ /seg) Q=((AH ³ /T)g) ^{0.5}
1.31	18.83	20.00	166.91	2536.20	57.23
3.21	65.19	27.76	4989.92	2536.20	312.89
2.71	51.57	26.70	2568.33	2536.20	224.48

NOTA: ESTA SECCIÓN SOLO PERMITE UN TIRANTE (Y) DE HASTA 1.31 m.

Nota: Todas las secciones correspondientes al caserío de Hacienda Vieja, se calcularon de la misma forma que las secciones anteriores. Y que se resumen en el cuadro 4.44.

4.8 Análisis para Condición de Flujo Normal.

ESTUDIO HIDRÁULICO

HACIENDA NUEVA.

CAUDAL (Qc) =	201.21 m ³ /seg
COEF. RUGOSIDAD (n) =	0.035
FACTOR HIDRÁULICO =	59.10

ANÁLISIS PARA FLUJO NORMAL.

PENDIENTE (Sc) = 0.0292

SECCIÓN: 0+000

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
1.20	13.08	16.88	0.77	11.03	59.10	37.57
4.00	58.55	22.48	2.60	110.84	59.10	377.36
2.69	38.23	19.86	1.93	59.16	59.10	201.43

PENDIENTE (Sc) = 0.0067

SECCIÓN: 0+050

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
1.12	15.65	19.42	0.81	13.55	86.04	31.70
3.00	54.45	24.42	2.23	92.93	86.04	217.34
2.88	51.88	24.18	2.15	86.30	86.04	201.84

PENDIENTE (Sc) = 0.0232

SECCIÓN: 0+100

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
1.93	22.72	20.92	1.09	24.01	46.24	104.47
3.00	44.82	23.29	1.92	69.34	46.24	301.77
2.51	34.68	22.31	1.55	46.53	46.24	202.49

Nota: Todas las secciones correspondientes al caserío de Hacienda Nueva, se calcularon de la misma forma que las secciones anteriores. Y que se resumen en el cuadro 4.42.

ESTUDIO HIDRÁULICO**PUENTE EN CASERÍO HACIENDA NUEVA.**

CAUDAL (Qc) = 219.34 m³/seg
 COEF. RUGOSIDAD (n) = 0.035
 FACTOR HIDRÁULICO = 59.95

ANÁLISIS PARA FLUJO NORMAL.

PENDIENTE (Sc) = 0.0164

SECCIÓN: 0+300

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
2.31	27.44	23.12	1.19	30.76	59.95	112.55
3.50	59.12	32.43	1.82	88.23	59.95	322.81
3.02	45.05	29.34	1.54	59.96	59.95	219.38

PENDIENTE (Sc) = 0.0023

SECCIÓN: 0+350

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
0.52	12.99	30.63	0.42	7.33	160.07	10.05
3.00	88.83	35.59	2.50	163.45	160.07	223.96
2.97	87.76	35.53	2.47	160.37	160.07	219.75

PENDIENTE (Sc) = 0.0028

SECCIÓN: 0+400

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
2.65	54.60	28.98	1.88	83.29	145.08	125.92
2.50	50.50	28.45	1.78	74.03	145.08	111.93
3.46	78.07	30.60	2.55	145.78	145.08	220.40

Nota: Todas las secciones correspondientes al Puente en caserío Hacienda Nueva, se calcularon de la misma forma que las secciones anteriores. Y que se resumen en el cuadro 4.43.

ESTUDIO HIDRÁULICO**HACIENDA VIEJA.**

CAUDAL (Qc) = 223.07 m³/seg
 COEF. RUGOSIDAD (n) = 0.035
 FACTOR HIDRÁULICO = 45.69

ANÁLISIS PARA FLUJO NORMAL.

PENDIENTE (Sc) = 0.0292

SECCIÓN: 1+400

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL SUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
3.38	75.88	36.72	2.07	123.11	45.69	601.04
2.00	34.07	25.53	1.33	41.30	45.69	201.62
2.11	36.85	26.42	1.39	46.00	45.69	224.59

PENDIENTE (Sc) = 0.0645

SECCIÓN: 1+450

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL SUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
3.20	88.34	38.02	2.32	154.97	30.74	1124.52
2.00	47.26	32.24	1.47	60.99	30.74	442.53
1.44	30.29	29.55	1.03	30.79	30.74	223.45

PENDIENTE (Sc) = 0.0151

SECCIÓN: 1+500

OBSERVACIÓN: SECCIÓN DE CANAL INSUFICIENTE

Tirante Y (m)	Área Hidráulica AH (m ²)	Perímetro Mojado Pm (m)	Radio Hidráulico RH=AH/Pm (m)	Factor Geométrico FG=(AH)(RH) ^{2/3}	Factor Hidráulico FH=(Qn)/S ^{0.5}	Caudal (m ³ /seg) Q=(S ^{0.5} /n)FG
1.31	18.83	20.33	0.93	17.89	63.54	62.82
3.21	65.19	30.25	2.16	108.76	63.54	381.86
2.48	45.54	27.30	1.67	64.05	63.54	224.89

Nota: Todas las secciones correspondientes al caserío de Hacienda Vieja, se calcularon de la misma forma que las secciones anteriores. Y que se resumen en el cuadro 4.44.

Cuadro 4.42: Cuadro Resumen de Alturas; Reales, Críticas y Normales. Para un periodo de Retorno de 50 años en Hacienda Nueva.

ESTACIÓ N	ALTURA REAL Y (M)	ALTURA CRITICA YC (M)	ALTURA NORMAL YN (M)
0+000	0	2.89	2.69
0+050	0.00	2.52	2.88
0+100	1.93	2.97	2.51
0+150	1.61	2.39	1.96
0+200	2.58	2.16	1.32
0+250	1.99	2.63	1.35

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.43: Cuadro Resumen de Alturas; Reales, Críticas y Normales. Para un periodo de Retorno de 50 años en Puente en caserío Hacienda Nueva.

ESTACIÓ N	ALTURA REAL Y (M)	ALTURA CRITICA YC (M)	ALTURA NORMAL YN (M)
0+300	2.31	3.29	3.02
0+350	0.52	1.84	2.97
0+400	2.65	2.52	3.46
0+450	2.53	3.11	3.34
0+500	1.47	3.52	2.81
0+550	2.4	2.93	3.56
0+600	2.49	3.19	3.43
0+642.66	3.63	3.70	4.21
0+650	3.14	3.35	2.26
0+700	4.01	2.24	1.90
0+750	2.94	2.43	3.03
0+800	2.2	2.79	2.69
0+850	3.18	2.42	4.20
0+900	2.03	2.63	2.01
0+950	1.29	2.25	1.63
1+000	1.9	2.46	2.11
1+050	2.03	1.87	1.65
1+100	2	2.06	2.17
1+150	1.79	3.02	2.81
1+200	1.45	2.15	2.06
1+250	1.16	2.00	1.76
1+300	2.32	2.15	1.91
1+350	2.23	2.96	2.43

Fuente: Grupo de Investigación.

Cuadro 4.44: Cuadro Resumen de Alturas; Reales, Críticas y Normales. Para un periodo de Retorno de 50 años en Hacienda Vieja.

ESTACIÓ N	ALTURA REAL Y (M)	ALTURA CRITICA YC (M)	ALTURA NORMAL YN (M)
1+400	3.38	2.71	2.11
1+450	3.20	2.24	1.44
1+500	1.31	2.71	2.48
1+550	2.59	2.11	1.88
1+600	1.95	1.92	1.97
1+650	2.88	2.48	2.52
1+700	2.77	2.40	2.29
1+750	2.91	2.10	2.30
1+800	2.11	1.95	1.61
1+850	1.75	1.40	1.06
1+900	0.94	1.48	1.20
1+950	1.11	1.65	1.80
2+000	2.57	2.13	1.74
2+050	3.45	2.21	2.55
2+100	3.85	2.78	1.27
2+130	2.25	2.58	2.21
2+150	3.06	2.36	2.07
2+200	3.78	2.69	2.28
2+250	2.48	2.47	1.71
2+300	1.73	1.99	1.71
2+350	0.74	1.50	1.45
2+400	0.81	2.31	2.20
2+449.24	0.88	1.87	1.78

Fuente: Grupo de Investigación.

Las secciones analizadas anteriormente, así como también el área inundable se presentan en los Planos 4.14, 4.15, 4.16, 4.17 en Anexo 3, respectivamente.

Capitulo V

**Modelización del rio utilizando
el Software HEC-RAS 4.0**

Capítulo V

Modelización del río utilizando el Software HEC-RAS 4.0

Hec-ras 4.0 es un programa especializado para la modelación de canales y ríos, que proporciona una visualización en perspectiva del cauce, además proporciona información detallada de las secciones ineficientes del río, es decir presenta los detalles específicos de aquellas secciones en donde el área hidráulica excede al área geométrica mostrando así los puntos donde el río se desborda, además permite ver la variación de las velocidades en la cualquier sección y muestra errores, avisos y notas que se deben evitar o seguir de cada sección que es ineficiente a fin de mejorar u optimizar la sección para que pueda desalojar correctamente el caudal que por ese punto transita durante una avenida máxima.

Para iniciar con una simulación de cualquier río, cauce abierto o canales artificiales de debe contar con la siguiente información.

1. Separación de las secciones del río en estudio.
2. Número de secciones.
3. Datos de Abscisas y elevaciones de cada punto de la secciones.
4. Pendiente del cauce.
5. Datos geométricos como caudal y condiciones de contorno del río.
6. Coeficiente de rugosidad “n” de Manning.
7. Puntos extremos de las secciones, referenciados a un eje 0 de la misma sección.

Una vez obtenida toda la información antes mencionada se dispone a crear un Proyecto Nuevo que contenga un nombre relacionado con el río que estamos analizando.

5.1 ¿Qué es HEC-RAS 4.0?

HEC-RAS, modelo de dominio público desarrollado del Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers), surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a éste, entre las que destaca la interfase gráfica de usuario que facilita las labores de pre-proceso y post-proceso, así como la posibilidad de intercambio de datos con el sistema de información geográfica ArcGIS mediante HEC-GeoRAS. El modelo numérico incluido en este programa permite realizar análisis del flujo permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre.

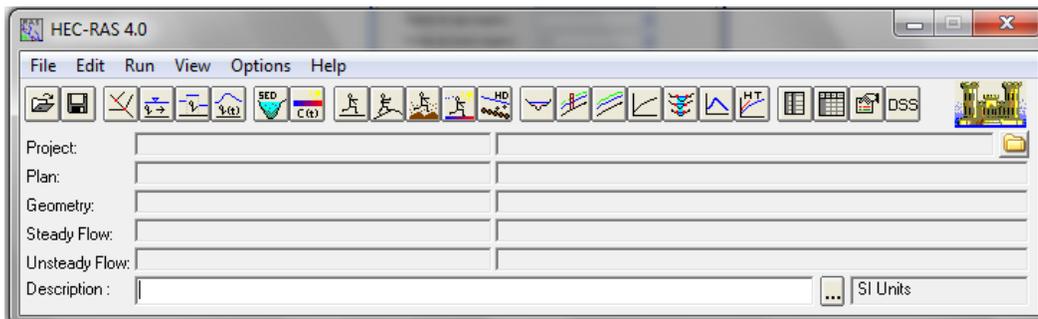
- **Características técnicas**

- Cálculo hidráulico de estructuras (puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.).
- Visualización gráfica de datos y resultados.
- Edición gráfica de secciones.
- Ejecutable en entorno Microsoft Windows.

- **Aplicaciones.**

Modelación hidráulica en régimen permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.

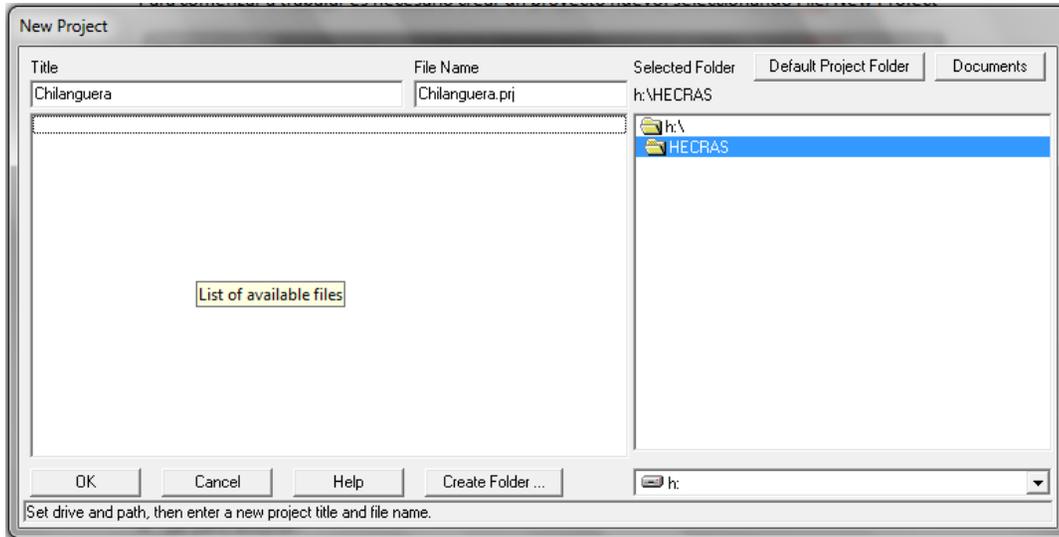
Esta es la ventana inicial del programa que muestra todos los menús y comandos que sirven tanto para la introducción de datos como para la obtención y visualización de resultados.



5.2 Creación de un Proyecto Nuevo.

Para comenzar a trabajar es necesario crear un proyecto nuevo, para esto se debe seleccionar el menú File ubicado en la barra de menús, y seleccionar New Project de la lista desplegable.

Y aparece la siguiente ventana.



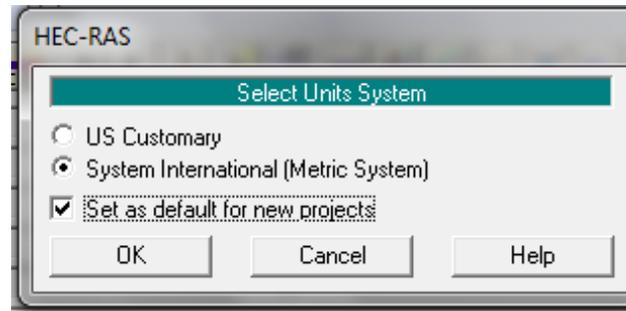
- En esta ventana se debe seleccionar el directorio donde se guardará el Proyecto Nuevo, en la casilla “Title” colocar el nombre del proyecto nuevo al que llamaremos “Chilanguera” y en la casilla “File Name” colocar el nombre del archivo que por lo general es el mismo que el proyecto.

El software Hec-Ras 4.0 tiene por defecto trabajar con unidades inglesas, pero permite también trabajar con el Sistema Internacional de Unidades (S.I) que es más práctico y preferente.

5.2.1 Cambiar el sistema de unidades

Para cambiar el sistema de unidades del inglés al Internacional se muestran los siguientes pasos.

- Dar clic en el menú Options ubicado en la barra de menús y seleccionar Unit system (US Customary/SI) de la lista desplegable. Aparecerá la siguiente ventana.



- Seleccionar la opción System International (Metric System)
- Y seleccionar también “Set as default for new projects”, que permite que todos los nuevos proyectos que se creen serán con unidades del sistema internacional.

Después de haber creado un proyecto nuevo. Se procede a introducir todos los datos geométricos de las secciones del tramo del río que se pretende modelar. Como se muestra a continuación.

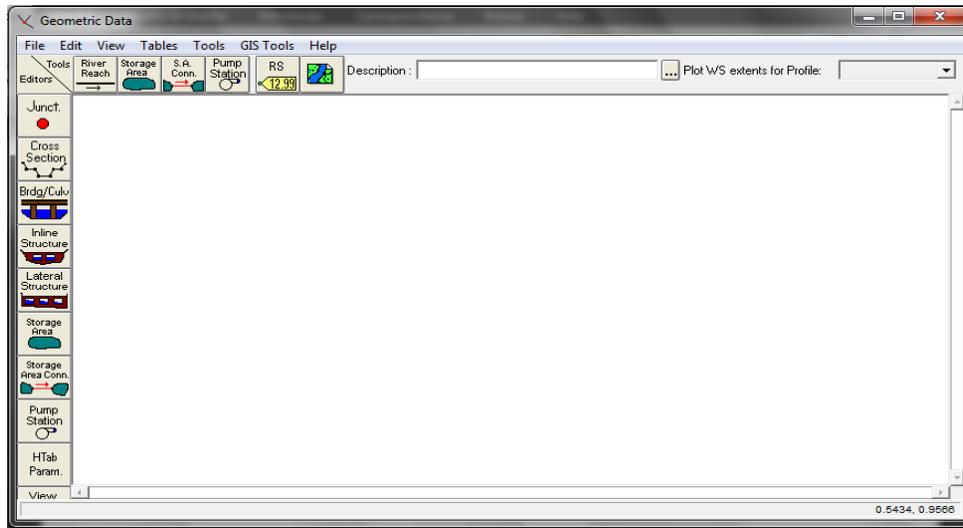
5.3 Introducción de los datos geométricos

5.3.1 Creación del tramo

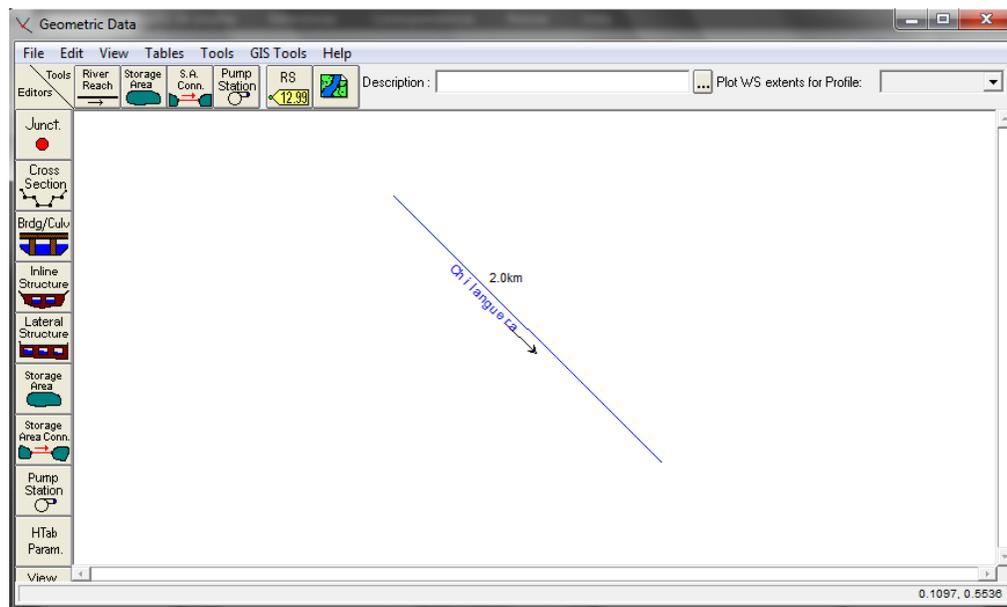
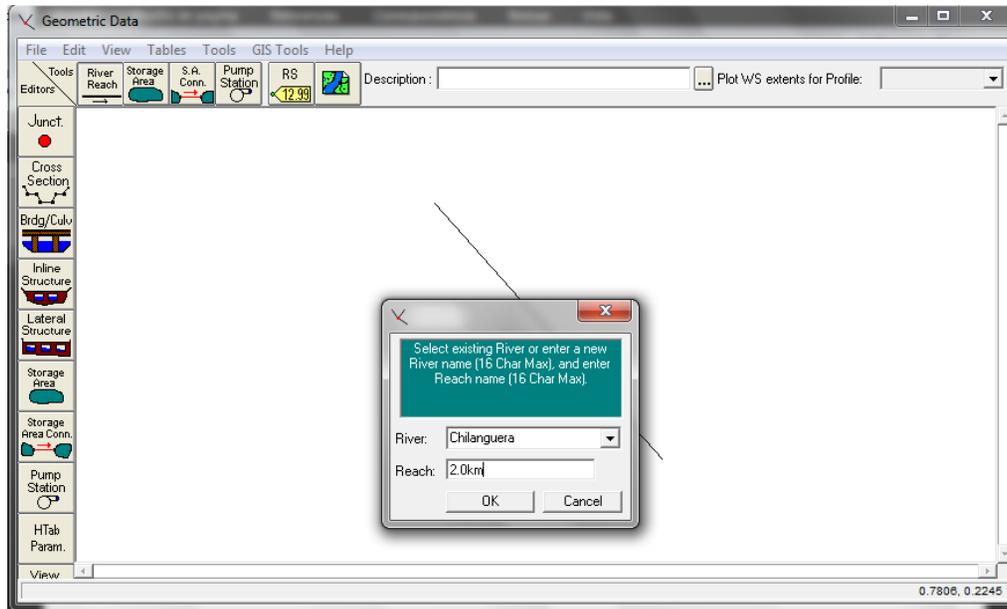
Se debe crear un tramo del río en donde se trabajara con las secciones.

- Seleccionar el menú Edit de la barra de menús y seleccionar Geometric Data o bien el

icono  ubicado en la misma ventana.



- Luego activar el icono “River Reach” dentro de la ventana “Geometric Data”.
- El puntero del mouse entonces se convertirá en un lápiz. Dibujar un tramo de cauce, haciendo clic en un punto para definir el extremo aguas arriba y dos clics en otro punto para definir el extremo de aguas abajo del tramo.
- También se pueden hacer quiebres en el esquema, definiendo puntos intermedios con un solo clic del ratón. Recordar que aunque se dibujen curvas en nuestro esquema, el programa calcula siempre flujo en una dimensión.
- Cuando se define el extremo de aguas abajo aparece una ventana donde se debe introducir el nombre del río (hasta 32 caracteres) que es Chilanguera y el nombre del tramo (hasta 12 caracteres).



5.3.2 Introducción de los datos de secciones transversales

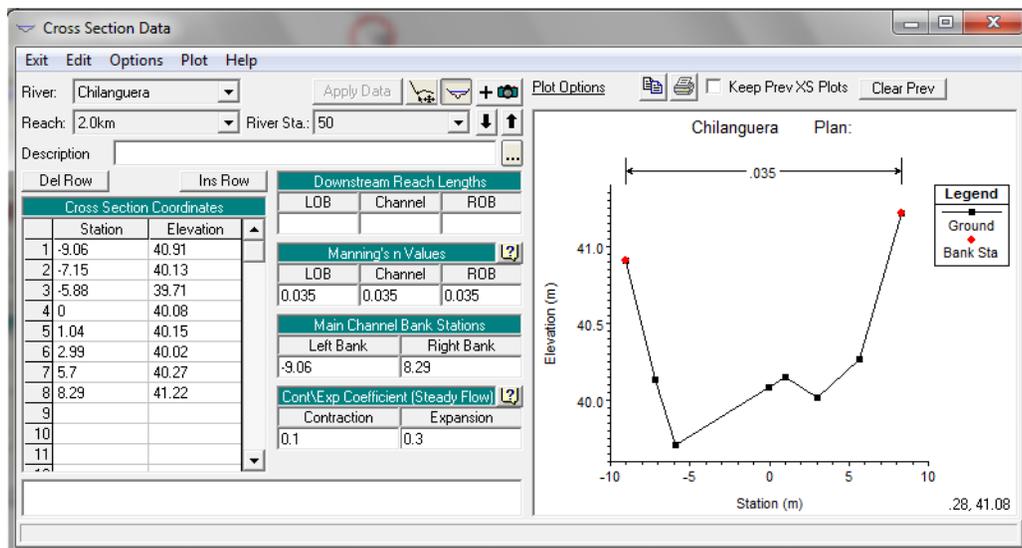
Para la introducción de los datos geométricos de las secciones se deben crear cuadros en aparte de cada sección para copiarlos al programa. Ver Anexo 5.

- En la ventana “Geometric Data” seleccionar el ícono “Cross Section”
- Aparecerá una ventana con un espacio en blanco

- Para introducir la primera sección transversal, seleccionar Option/Add a new Cross Section
- Aparecerá una ventana pidiendo un identificador para la sección transversal
- Introducir un número que representará su posición relativa con respecto a las demás secciones.

Se recomienda que sea un punto kilométrico o una referencia fácilmente reconocible en un mapa. El orden como se ordenan las secciones es aguas arriba las que tienen número mayor y aguas abajo las que tienen número menor. En este caso como es la primera sección se escribe 50. (50 es solo para no iniciar con cero) de allí en adelante se escriben secciones a cada 50.

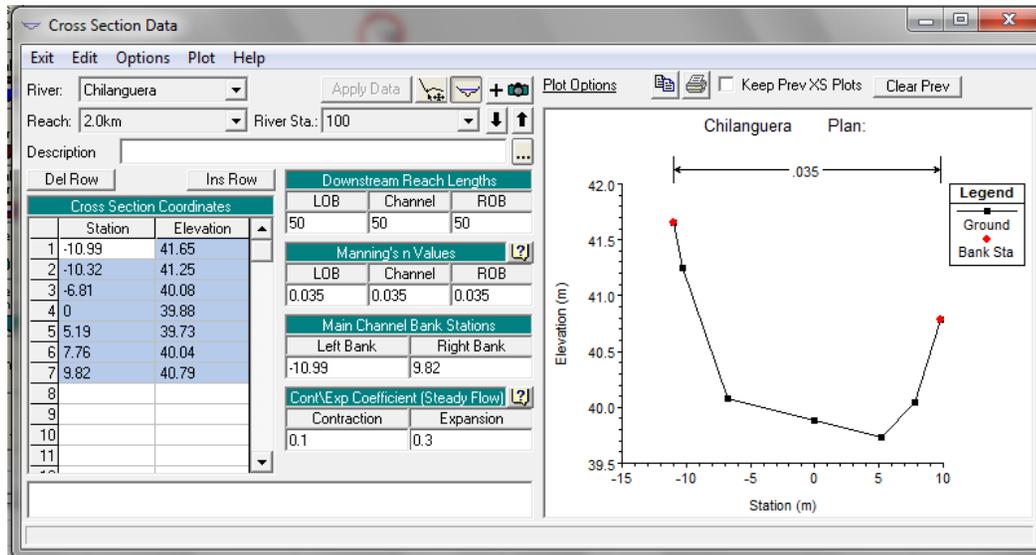
- Si se desea se puede incluir una descripción en el campo “Description”.
- Construir la sección transversal introduciendo la abscisa en “Station” y la cota en “Elevation” Para ello se copian los datos que aparecen en el cuadro Estacionamiento 0+050.00 del Anexo 5. Cada vez que se le da clic sobre “Apply Data” los datos serán introducidos y representados en el espacio de la derecha
- Además se debe de introducir los valores de “n de Manning’s” y los valores de las abscisas más alejados del 0 tanto a la derecha como a la izquierda respetando sus signos. $n = 0.035$ tomado de Cuadro 3.7.



Para introducir el resto de secciones solo se debe hacer lo siguiente:

- Seleccionar Options/Copy Current Cross Section en la ventana Geometric Data

- Introducir el número identificador de la posición relativa de la sección (River Station) que sería (100) ya que es la segunda sección.
- En “Downstream Reach Lengths” introducir la distancia hasta la sección de aguas abajo en metros (en este caso sería, 50).



- Se introducen los datos de la sección del cuadro Estacionamiento 0+100.00 que se muestra en el anexo 5, y se actualizan los datos de los extremos de la sección.
- Clic en “Apply Data” y se actualiza la sección y listo.
- Y así se hace con el resto de secciones.

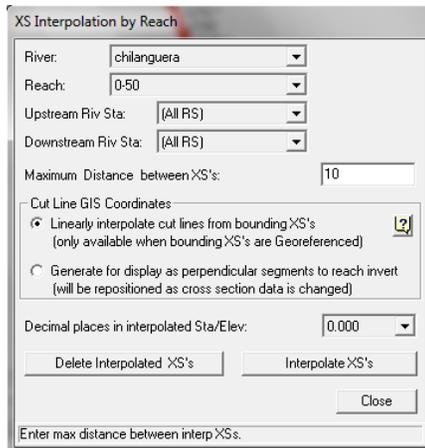
5.3.3 Interpolación de Secciones transversales

Una vez se hayan introducido todas las secciones, se procede a interpolar todas las secciones para obtener una lamina de agua.

- En la ventana “Geometric Data”, seleccionando Tools/XS interpolations.

Aparecen 2 opciones: “Within a Reach” (dentro de un tramo) y “Between 2 XS’s” (entre 2 secciones transversales)

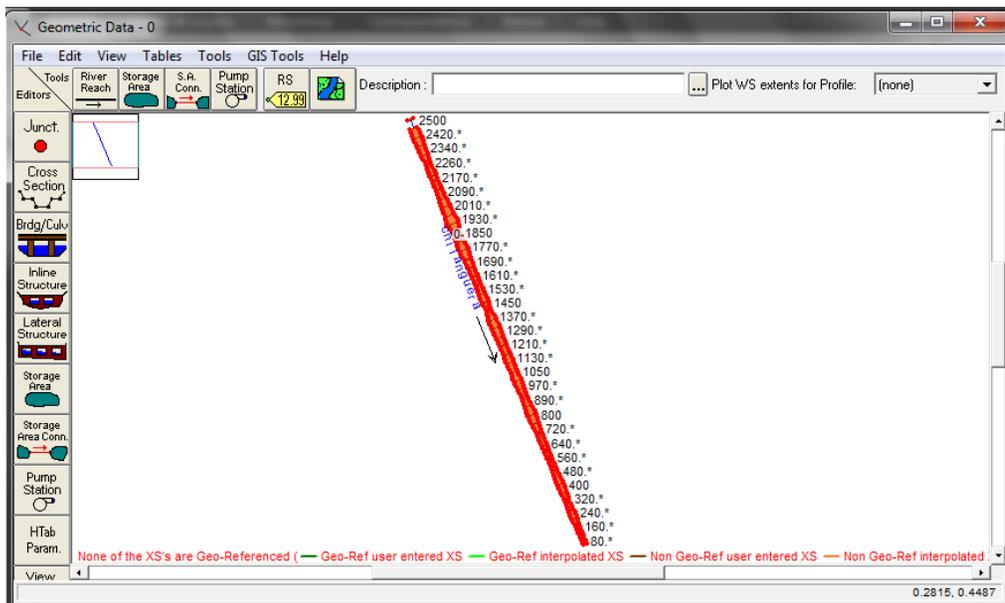
Con la opción “Within a Reach” aparece una ventana donde se debe elegir río (River), tramo (Reach), sección de aguas arriba (Uptream Riv Sta), sección de aguas abajo (Dowstream) Riv Sta), distancia máxima entre secciones transversales (Maximun distance between XS’s) y elegir el numero de decimales a usar en la distancia final entre secciones.



Con la opción, “Between 2 XS’s” aparece una ventana con esencialmente las mismas características que la anterior, excepto que esta incluye un dibujo de ambas secciones y unas herramientas   que sirven para crear y eliminar cuerdas o líneas auxiliares para controlar la interpolación.

Se debe seleccionar la primera opción “Within a Reach” para interpolar todas las secciones de una vez y rellenar todas las casillas y dar clic en el botón Interpolate XS’s para generar la interpolación de las secciones del tramo.

Una vez realizada la interpolación, el aspecto de la ventana de datos geométricos es el siguiente.



Cada sección interpolada aparece con un asterisco (*) luego del número de identificación. Todas las características de las secciones se interpolan, incluyendo el coeficiente de Manning.

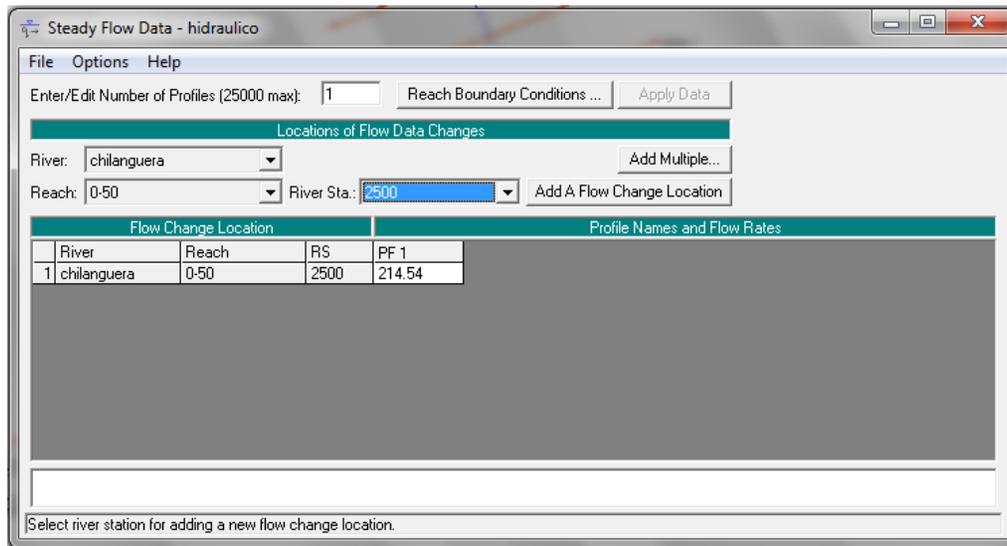
5.4 Introducción de los datos hidráulicos (flujo permanente)

Después de que se haya terminado de hacer la interpolación de las secciones se procede a la introducción de los datos hidráulicos como lo son el caudal y las condiciones de contorno. Para ello hacemos lo siguiente.

- Seleccionar Edit/Steady Flow Data o el icono 

En esta ventana se debe de rellenar las casillas siguientes:

- Definir el número de perfiles (hasta 2000), en esta casilla se introduce uno (1) pues solo se requiere hacer el análisis para un solo caudal.



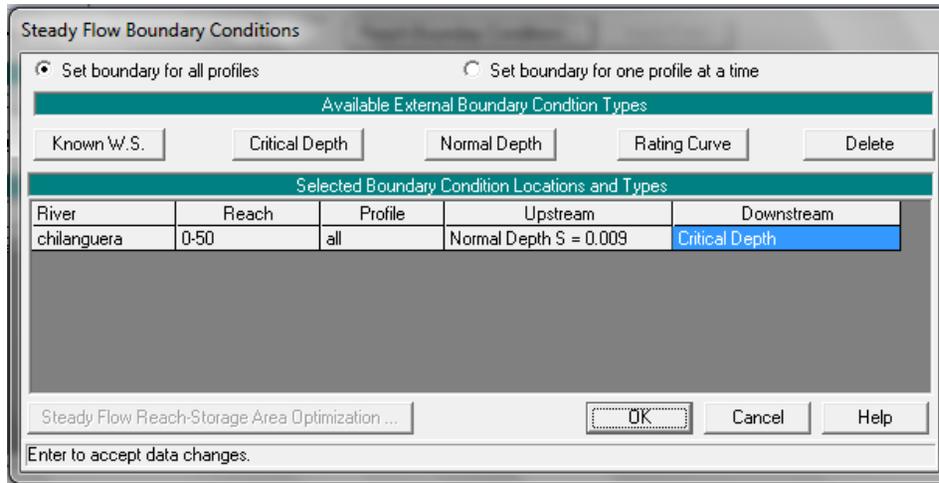
En nuestro canal queremos una lámina de agua para un solo caudal que es el promedio de los tres caudales ($201.21+219.34+223.07= 214.54$ m³/seg) tomados de cuadros 4.33, 4.34, 4.35 de caudales. El cual se debe de escribir en la casilla PF1.

5.4.1 Introducción de las condiciones de contorno.

Las condiciones de contorno que se admiten son.

- Nivel de agua conocido (Known W.S): adecuada si se conoce un nivel en alguna sección transversal. Es importante destacar que el programa exige NIVEL, por lo que hay que introducir el flujo mas la cota más baja de la sección.
- Profundidad crítica (critical Depth): Adecuada si existe alguna sección de control. En esta opción no se exige ningún dato adicional.
- Profundidad normal (Normal Depth): Adecuada para situaciones donde el flujo se aproxime al uniforme. Exige introducir la pendiente del tramo de influencia.
- Curva de gasto (Rating Curve): Adecuada si existe alguna sección de control con una relación entre flujo y caudal fijo.
- Si se selecciona el icono “Reach Boundary Conditions” aparece la ventana para introducir las condiciones de contorno.

Pueden introducirse condiciones para todos los perfiles a la vez (cuando se tienen más de un perfil) o uno a uno. En este caso cualquiera de las dos opciones dará igual (Set boundary for all profiles), completar las condiciones de aguas arriba “Upstream” y se selecciona Normal Depth y se especifica la pendiente que es de 0.009 y aguas abajo seleccionando Critical Depth.



5.5 Creación de un plan y ejecutar una simulación (Flujo permanente)

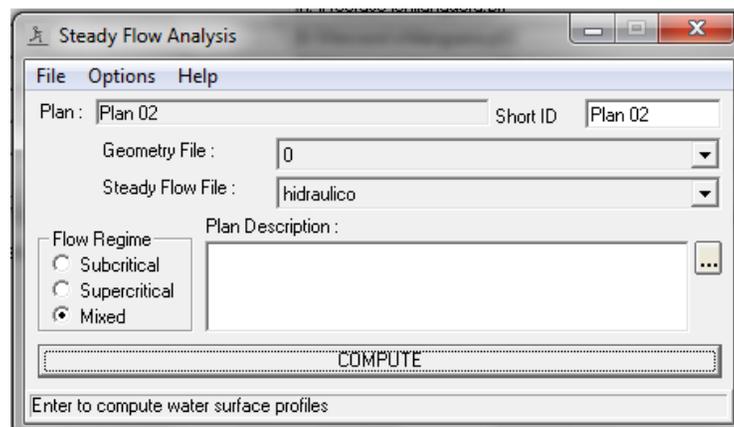
Una vez introducidos los datos hidráulicos y de sección se procede a la creación de un plan y ejecutar la simulación.

Para realizar una simulación hidráulica del cauce es necesario crear un plan que incorpore un fichero de datos de geometría y otro de datos hidráulicos.

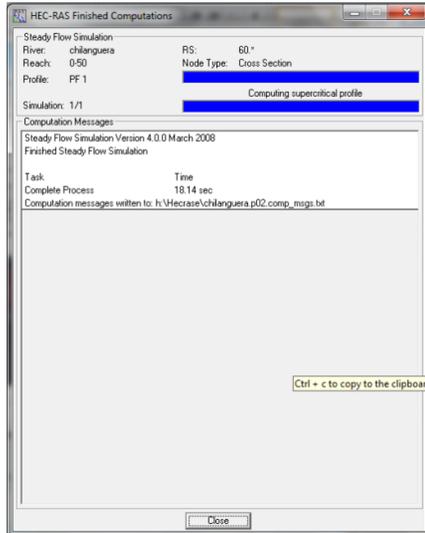
- Para ello se selecciona Run de la barra de menús y seleccionando Steady Flow Analysis de la lista desplegable o bien el icono .
- Aparecerá una ventana donde podemos introducir un identificador. Si no aparecerá uno por defecto.
- Se selecciona un fichero de datos geométricos y uno de datos hidráulicos de entre los existentes.
- Se selecciona el régimen del flujo que se espera encontrar (Subcrítico, Supercrítico o mixto). si no se está seguro se recomienda usar la opción “Mixed”, pero se debe tener en cuenta que esta opción exige condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo.

Como se desea que Hec-Ras calcule las velocidades en horizontal, se debe ir a Options/Flow Distributions Locations en la misma ventana. Cuando ya se han llenado todos los espacios, se debe dar clic en el icono “Set Selected Range” para agregar secciones al cálculo.

- Para ejecutar la simulación se selecciona “Compute”



Una vez ejecutada la simulación muestra la siguiente ventana.



- “Close” para cerrar la ventana.

5.6 Resultados.

Una vez ejecutada la simulación correctamente se pueden ver los resultados de varias maneras. Dentro del menú “View” se tienen las siguientes opciones, que son accesibles también a través de sus respectivos iconos.

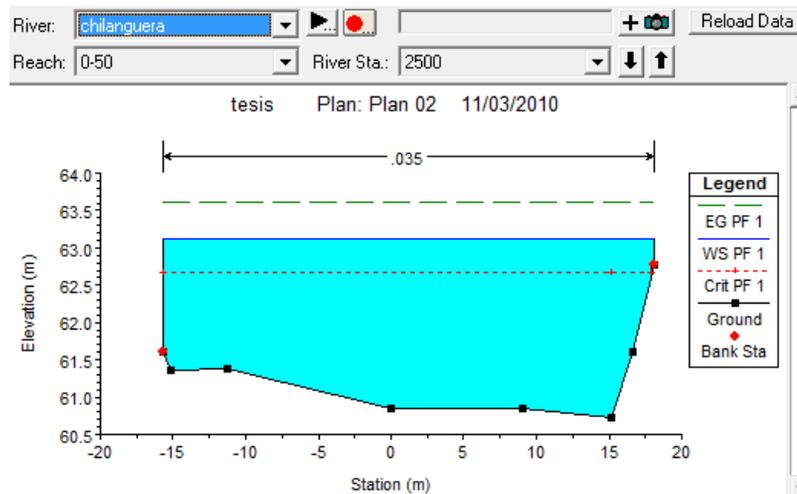
- Ver las secciones transversales (Cross Section) o 
- Ver los perfiles de las láminas de agua (Water Surface Profiles) 
- Ver graficas de varios parámetros a lo largo de todo el perfil 
- Ver curvas de caudal – elevación de cada perfil (Rating curves) 
- Ver dibujos en perspectiva (X-Y-Z Perspective Plots) 
- Ver tablas de detalle (Detailed Output Table) 
- Ver tabla de resumen (Profile Summary Table) 
- Ver resumen de errores, avisos y notas (Summary Err, Warn, Notes) 
- Ver datos de formato DSS (DSS Data) 

Algunos resultados son los siguientes:

5.6.1 Secciones transversales

El programa muestra cada una de las secciones y sus respectivas áreas hidráulicas, de ahí para calcular si la sección es ineficiente o no.

- En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente muestra un detalle de cada sección



Como se muestra en la imagen anterior, la sección ubicada en el estacionamiento 2+500.00 no cumple o no es suficiente para desalojar todo el caudal que por ahí pasa.

A continuación se presenta un cuadro resumen de todas las secciones indicando si son eficientes para desalojar el caudal de la avenida máxima o no, además en el mismo cuadro mostrará la altura a cada lateral que habría que aumentar dependiendo el caso.

Cuadro 5.1: Resumen de secciones eficientes e ineficientes según Hec-Ras 4.0

Estacionamiento de la sección.	Resultado	Altura necesaria para su eficiencia (Lateral)	
		Izquierdo (m)	Derecho (m)
0+050.00	Ineficiente	1.75	1.44
0+100.00	Ineficiente	2.16	3.02
0+150.00	Ineficiente	2.01	2.37
0+200.00	Ineficiente	2.59	1.75
0+250.00	Ineficiente	1.25	1.53
0+300.00	Ineficiente	1.34	1.01
0+350.00	Ineficiente	0.5	1.03
0+400.00	Ineficiente	-	3.38
0+450.00	Ineficiente	-	1.53
0+500.00	Ineficiente	0.52	1.48
0+550.00	Ineficiente	0.83	1.56
0+600.00	Ineficiente	1.31	2.48
0+650.00	Ineficiente	0.8	1.94
0+692.66 (Puente)	Eficiente	-	-
0+700.00	Ineficiente	0.19	-
0+750.00	Ineficiente	0.59	1.03
0+800.00	Ineficiente	1.23	1.51
0+850.00	Ineficiente	1.05	1.88
0+900.00	Ineficiente	0.7	0.64
0+950.00	Ineficiente	1.70	0.33
1+000.00	Ineficiente	2.60	0.06
1+050.00	Ineficiente	1.14	0.92
1+100.00	Ineficiente	0.27	0.68
1+150.00	Eficiente	-	-
1+200.00	Ineficiente	-	1.31
1+250.00	Ineficiente	0.69	-
1+300.00	Ineficiente	1.08	-
1+350.00	Ineficiente	0.72	-
1+400.00	Ineficiente	0.71	-
1+450.00	Eficiente	-	-
1+500.00	Ineficiente	0.25	0.11
1+550.00	Ineficiente	-	2.99
1+600.00	Ineficiente	-	2.56
1+650.00	Ineficiente	-	0.56
1+700.00	Eficiente	-	-
1+750.00	Eficiente	-	-
1+800.00	Eficiente	-	-
1+850.00	Eficiente	-	-
1+900.00	Eficiente	-	-

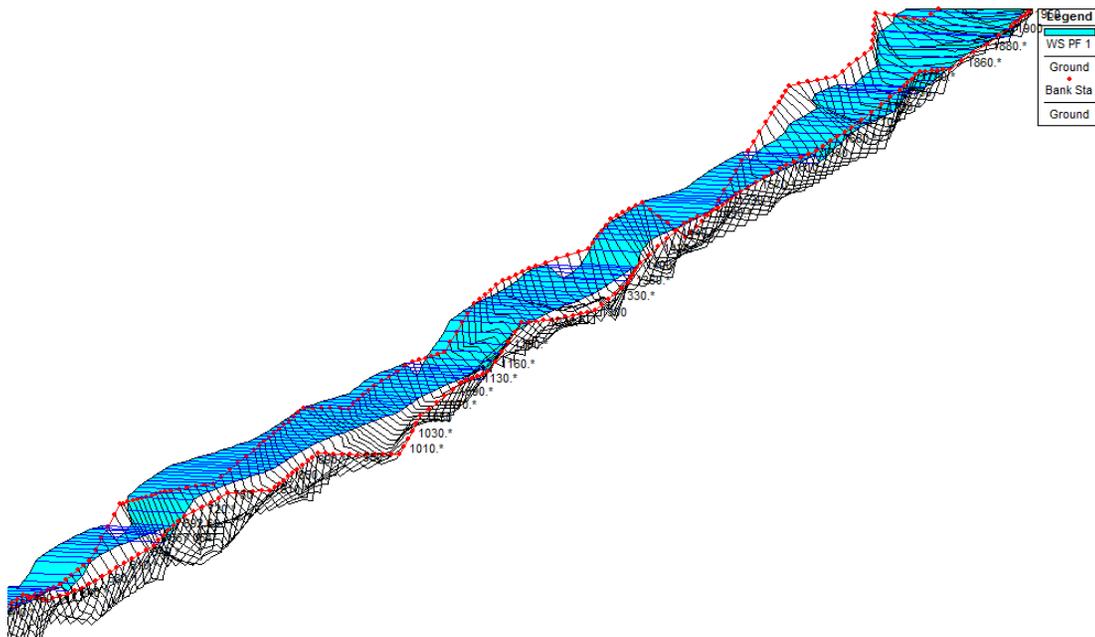
1+950.00	Ineficiente	0.52	1.30
2+000.00	Ineficiente	0.93	0.78
2+050.00	Eficiente	-	-
2+100.00	Eficiente	-	-
2+150.00	Eficiente	-	-
2+200.00	Ineficiente	0.87	1.10
2+250.00	Ineficiente	0.65	0.15
2+300.00	Ineficiente	0.28	-
2+350.00	Ineficiente	0.45	-
2+400.00	Ineficiente	0.41	-
2+450.00	Ineficiente	1.41	-
2+500.00	Ineficiente	1.50	0.33

Fuente: Grupo de Investigación.

5.6.2 Dibujo de perspectiva

En el menú “View” o seleccionando el icono correspondiente aparece la ventana.

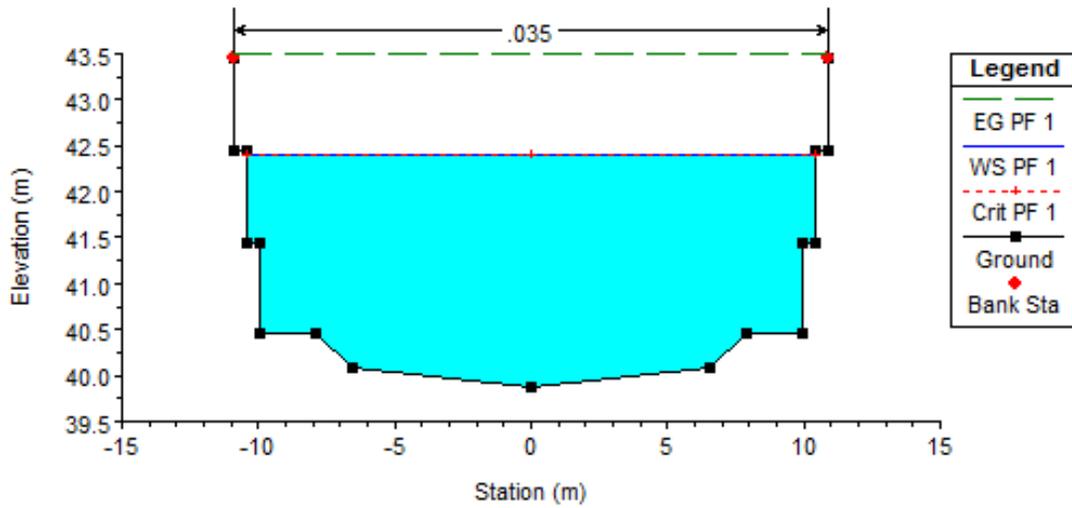
Modelización del río Chilanguera con la utilización de software Hec-Ras.4.



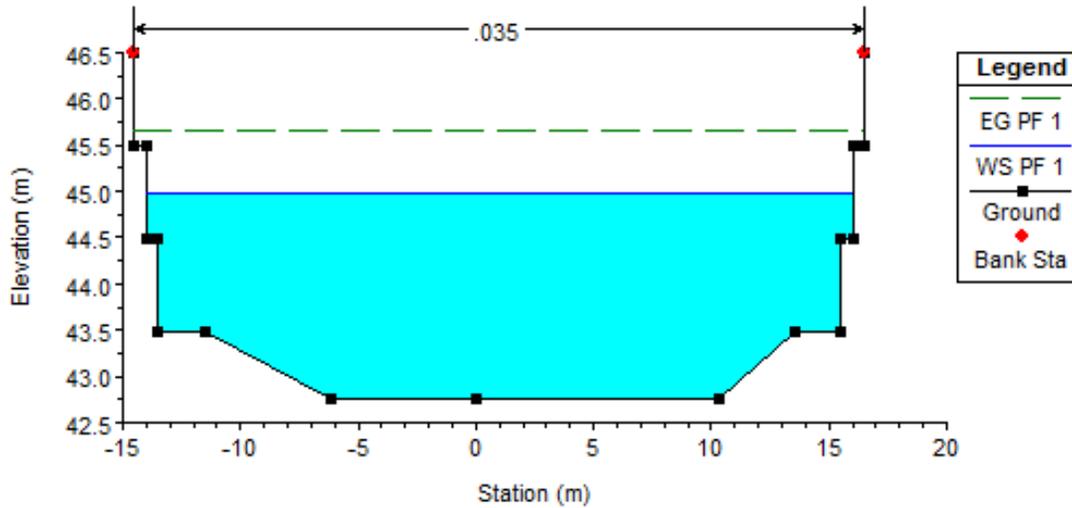
Una vez terminada la modelización del río Chilanguera, se procede a crear un nuevo archivo que contenga las nuevas secciones del río, es decir la modelización del río ya con la propuesta de cómo quedarán las secciones del río.

Con la propuesta de muros de Gaviones en las secciones del río las secciones quedarán de la siguiente manera:

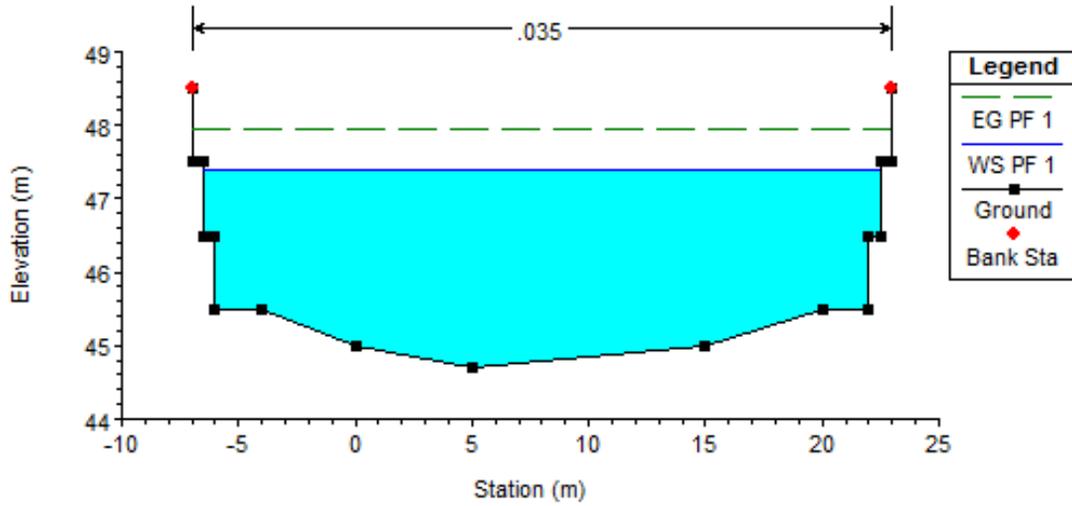
Sección en estación 0+050.00.



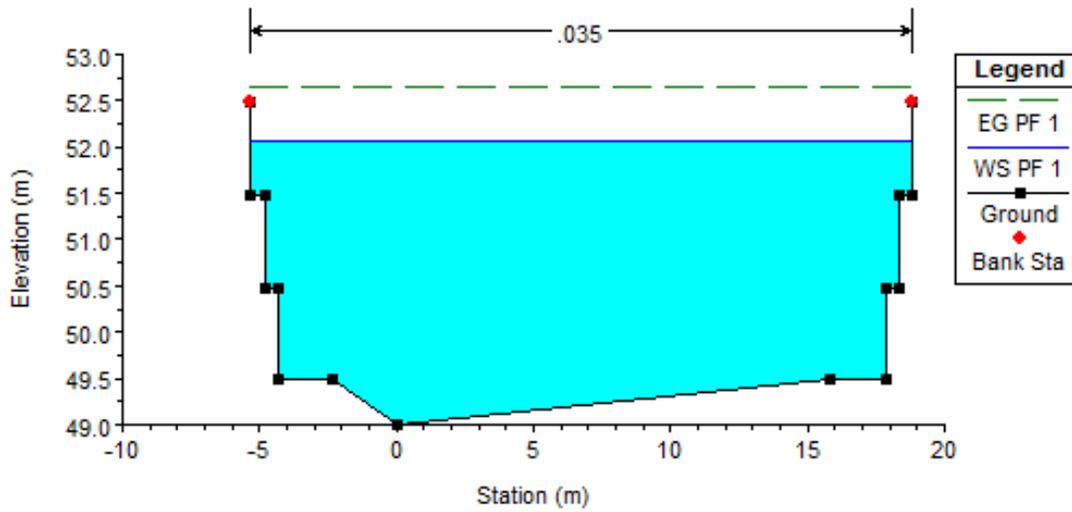
Sección en estación 0+500.00.



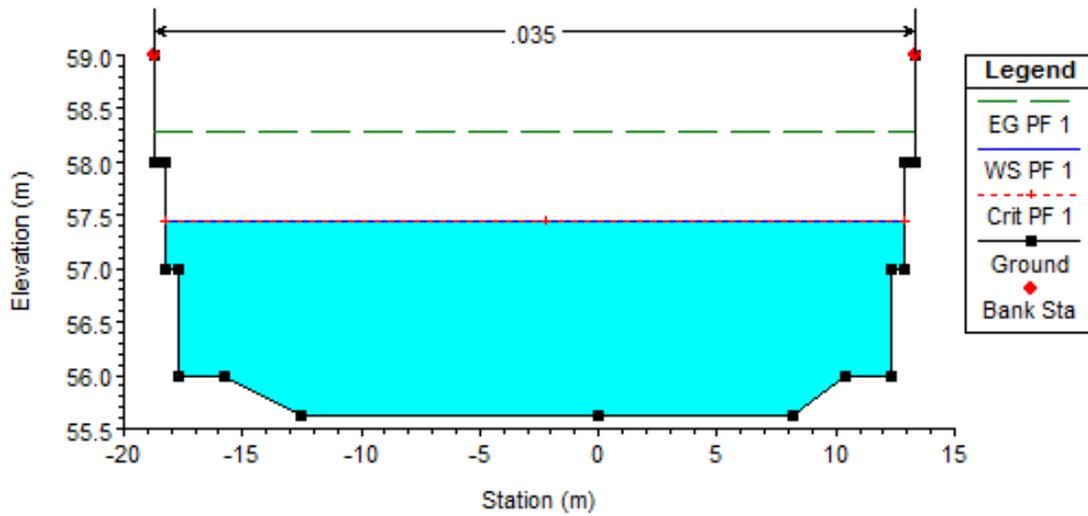
Sección en estación 1+000.00.



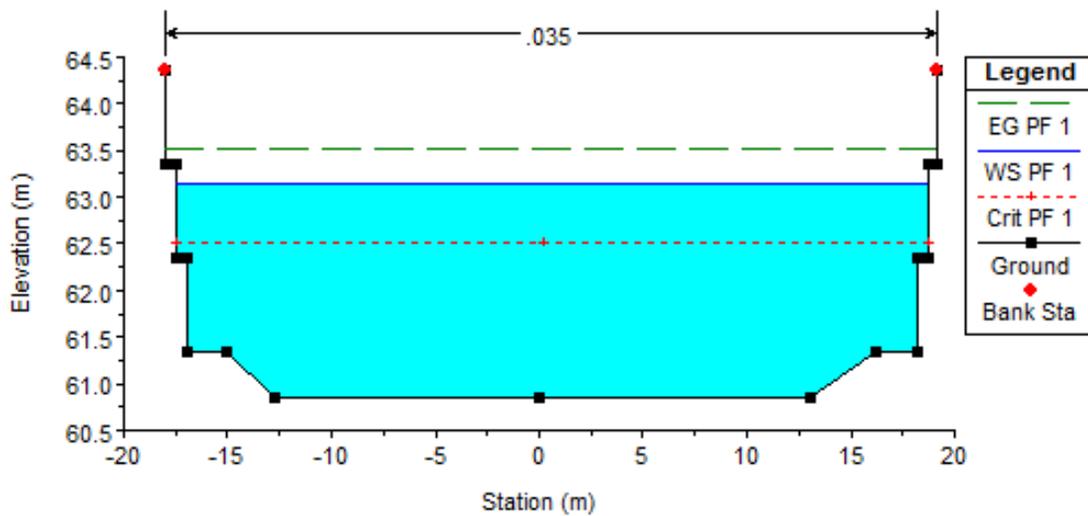
Sección en estación 1+500.00.



Sección en estación 2+000.00.

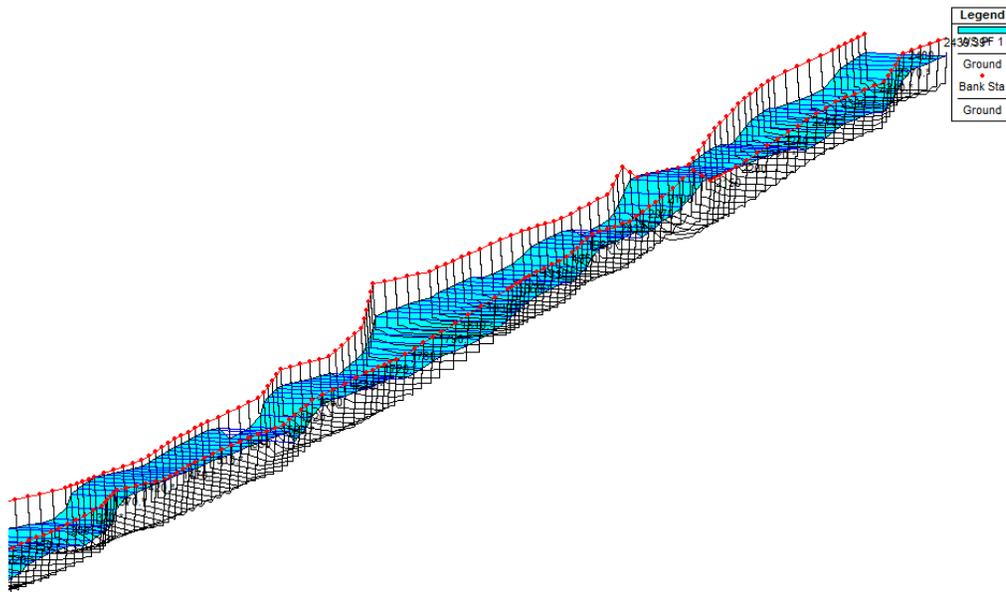


Sección en estación 2+449.24.



Como se puede observar las secciones propuestas son suficientes para desalojar el caudal correctamente y así evitar los riesgos producidos por inundaciones debidos al desbordamiento del rio Chilanguera.

Vista completa de modelización del río Chilanguera con nuevas secciones propuestas en Hec-Ras 4.0



La modelización del río con las nuevas secciones propuestas, se muestra en la figura anterior, donde se puede observar que las secciones son capaces de desalojar completamente el caudal de diseño para un periodo de retorno de 50 años, lo que permite saber que la obra propuesta en el río es capaz de mitigar los riesgos de inundaciones que se presentan actualmente en este lugar.

Capítulo VI

Propuesta de Obras de
Protección.

Capítulo VI.

Propuesta de obras de Protección.

Las Obras de Mitigación o Protección, es toda aquella acción que se debe de tomar para reducir o eliminar los riesgos a que se encuentran sometidas las personas que residen en las cercanías del río Chilanguera y por la posible eventualidad de un siniestro fenómeno Hidro-meteorológico originado por el poder de la naturaleza. Y que debido a la intervención humana se reduce el impacto generado por esta.

6.1 Control de Inundaciones.

A través de los años, el hombre ha tratado de evitar con diferentes métodos los daños causados por las inundaciones. Una inundación es el producto del escurrimiento provocado por la lluvia y/o el deshielo, de cantidades tan grandes de agua que no pueden alojarse en los cauces de las corrientes.

Los proyectos de control de inundaciones se refieren a la prevención de daños por derrames o desbordamientos de las corrientes naturales a través de la combinación y uso de una serie de medidas que pueden reducir los efectos en las comunidades, cultivo y propiedades que se encuentren en la planicie de inundación del río.

Debido a que cada proyecto de control de inundaciones presenta características propias que lo hacen diferente de otros, resulta bastante difícil describir un proceso simple que lleve a la mejor decisión en cuanto al diseño del mismo. Para el caso específico del presente documento ha sido necesario delimitar espacialmente el área de estudio y de las zonas a protegerse, analizar la cantidad y calidad de información hidrológica existente para, en base a ello, determinar el método más apropiado para la obtención del caudal, y por último, determinar las características de inundación de la zona utilizando la información topográfica existente para poder establecer las áreas inundables correspondientes a diferentes periodos de retorno.

Una vez determinada el área a proteger, la crecida de diseño y el mapa de inundación para diferentes periodos de retorno, es necesario analizar las posibles medidas

que se deben tomar para la prevención y el control de inundaciones, de manera que puedan estimarse la aplicabilidad de las mismas en el área del cantón Chilanguera y los beneficios que puedan obtenerse como fruto de la adopción de dichas medidas. Entre estos beneficios están aquellos obtenidos directamente al evitar los daños provocados por las inundaciones (pérdida de cosechas, casas, muebles, etc.), los obtenidos por el uso más intensivo de los terrenos protegidos y los que se derivan de actividades que vienen del uso o transformación de servicios afectados directamente por las inundaciones. Sin embargo, también debe tomarse en cuenta que los beneficios más grandes del control de inundaciones son la reducción de enfermedades producidas por las condiciones que crean las inundaciones y, sobre todo, la prevención de muertes de los habitantes de la zona.

Resulta claro que los beneficios que pueden obtenerse del control de avenidas son de carácter económico, ecológico y social, debe a la vez mencionarse que estos tres aspectos son igualmente importantes y que una vez que se demuestre su favorecimiento, el proyecto deberá someterse a un análisis técnico y económico para que pueda considerarse como factible.

En el presente apartado se hará, en primer lugar, una descripción general de las medidas comúnmente adoptadas para el control de inundaciones. Posteriormente, una vez conocidos los detalles de funcionamiento de cada una de ellas, se analizarán las ventajas y desventajas que presentan con respecto al comportamiento del río Chilanguera específicamente en el cantón Chilanguera. De esta manera se podrá seleccionar satisfactoriamente la combinación de medidas a utilizar para el control de inundaciones en dicha zona.

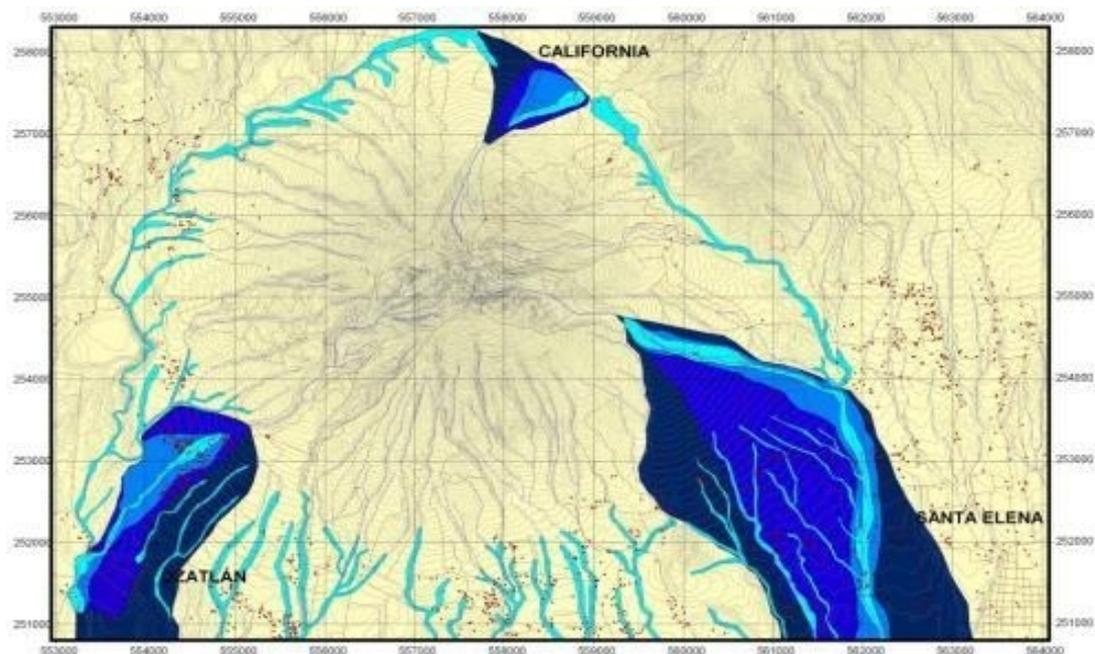
6.2 Medidas comúnmente aceptadas para el control de inundaciones.

6.2.1 Zonificación de las planicies de inundación.

Una de las mejores formas de evitar los daños por inundaciones es permanecer fuera de las planicies de inundación de las corrientes. Esto puede lograrse a través de una legislación que regule el tipo, construcción y uso de las edificaciones y del suelo dentro de las zonas más frecuentemente inundables en coordinación con los gobiernos locales que

tengan jurisdicción sobre dichos lugares; o bien creando parques a lo largo de corrientes en donde las inundaciones hacen impracticables otros usos. Otra medida adoptada con frecuencia en países desarrollados, como los Estados Unidos, es la de fijar zonas de inundación en las que el propietario construya por su cuenta y riesgo, ya que se le notifica que no se dará protección alguna por avenidas posteriores.

Figura 6.1: Áreas inundables alrededor del volcán de Usulután.



La zonificación de las planicies de inundación como se muestra en la Figura 6.1 resulta ser una medida bastante efectiva en todos aquellos países en los que el gobierno central y los gobiernos locales coordinan esfuerzos de una manera continua, ya que solo de esta manera su aplicación beneficia a las comunidades que se encuentran bajo riesgo de ser afectadas por alguna inundación.

6.2.2 Manejo de terrenos.

a) Mejoramiento de la cubierta vegetal en la cuenca. (Reforestación)

La cubierta vegetal quita humedad del suelo por transpiración e implica una alta pérdida de lluvia por intersección durante las tormentas; además, detiene la erosión de los

suelos, lo cual previene la formación de barreras por azolvamiento en el cauce del río. Se esperará entonces menos escurrimiento de una zona bien cubierta de vegetación que de una que no la posea, ya que la cubierta vegetal crea una especie de embalse retardador que almacena una porción del escurrimiento.

Fotografía 6.1: Plantación de árboles en la parte alta de una cuenca.



Sin embargo, si bien es cierto que este almacenamiento representa un porcentaje alto en precipitaciones pequeñas, es bastante despreciable para avenidas de gran magnitud, sobre todo si la precipitación productora de la avenida está precedida por lluvias que hayan llenado el espacio para almacenamiento de agua en el suelo por saturación. Esto implica que una buena cubierta vegetal sobre una cuenca reduce la frecuencia de severidad de avenidas pequeñas, pero tendrá poco efecto directo sobre las avenidas mayores.

b) Conservación del agua en suelos de cultivo.

Las medidas de conservación del suelo y agua en terrenos de cultivo crean depósitos en el suelo, los cuales pueden almacenar una cantidad considerable de lluvia. Este almacenamiento puede crear una reducción significativa en el escurrimiento

superficial y disminuir así las avenidas menores en los pequeños arroyos y corrientes cercanas a la zona de cultivo.

Sin embargo los métodos de conservación de suelo y agua resultan relativamente ineficientes para la protección de zonas de inundación a lo largo de corrientes principales y para el control de avenidas de gran magnitud, debido sobre todo a que solamente influyen en un porcentaje pequeño del área de drenaje y la capacidad de almacenamiento del suelo no es muy grande a menos que éste se encuentre totalmente seco.

También debe mencionarse que las operaciones de drenaje de tierras tienden a aumentar las avenidas, ya que aceleran el escurrimiento del agua del suelo y eliminan el almacenamiento natural del agua en estanques y ciénagas. Por lo tanto, si bien es cierto que el valor de estos trabajos para propósitos agrícolas garantiza su continuidad, cualquier reducción de avenidas ocasionada por ellos debe tomarse como un beneficio incidental.

6.2.3 Instalación de sistemas de alarma y previsión

En todas aquellas cuencas hidrográficas en las que la configuración geomorfológica y las características climáticas e hidrológicas son tales que es frecuente la ocurrencia de inundaciones, es obligado disponer de un sistema de alarma que permita avisar, con la mayor antelación posible, la presentación de la inundación, para poder tomar las medidas oportunas. Estos sistemas precisan, en primer lugar, de una red de toma de datos básicos, a partir de los cuales se puedan inferir los caudales y niveles en cada punto conflictivo de la cuenca; esta red puede variar, según sea su sofisticación técnica, desde la detección de los simples niveles de agua que se van produciendo en diferentes puntos de las cuencas de cabecera hasta una verdadera previsión del tiempo “basada en estaciones de radar y/o sensores adecuados instalados en satélites artificiales”, pasando por una red de pluviógrafos convenientemente situados.

6.2.4 Evacuación de las zonas de inundación.

Esta técnica se utiliza en zonas escasamente pobladas, en donde los valores de la propiedad no significan otros controles y la pérdida de vidas puede evitarse por evacuación

rápida. Para que una medida de esta naturaleza tenga éxito, es necesario contar con un buen servicio de pronóstico de avenidas y con una red de comunicación que sea capaz de dar avisos adecuados con suficiente anticipación, para permitir una evacuación ordenada y completa. Además, depende mucho de las características hidrológicas de la corriente, mas difícil es dar aviso con tiempo suficiente como para permitir la movilización de los habitantes de la zona.

Fotografía 6.2: Evacuación de personas, previo al desbordamiento del Rio Grande en Jujuy, Argentina.



6.2.5 Mejoramiento y rectificación del cauce.

Esta medida tiene como objetivo mejorar la capacidad hidráulica del cauce, lo cual puede llevar, en algunas ocasiones, a una marcada reducción en el nivel de aguas del rio en un punto específico. Algunos de los procedimientos que pueden resultar efectivos para el mejoramiento y rectificación del cauce, se describen a continuación:

a) Eliminación de troncos y basuras.

Los troncos de árboles, rocas y otras obstrucciones del cauce propician la formación de barreras que disminuyen la capacidad hidráulica del rio aumentando así el

riesgo de una inundación. Los métodos más efectivos para la eliminación de estas barreras son los tractores, las grúas en barcas y los explosivos, aun cuando el método a utilizar deberá ser elegido por el proyectista de acuerdo a las circunstancias especiales que se den en cada caso particular.

b) Dragado de barreras.

El dragado es un procedimiento mecánico por el medio del cual se elimina el material azolvado en el cauce del río. Este procedimiento debe llevarse a cabo periódicamente, ya que de otra manera la capacidad hidráulica del río se vería disminuida y aumentaría el riesgo de una inundación. El dragado también se requiere cuando se a cabo la construcción de una obra, para eliminar las secciones del cauce muy azolvadas, y debe repetirse continuamente a lo largo de la ejecución de todos aquellos proyectos en los cuales exista el riesgo de que haya material que pueda ser arrastrado por la corriente para evitar que este se deposite aguas abajo.

Fotografía 6.3: Pala mecánica utilizada para el dragado de troncos del cauce del río Oria en Beasain, España.



c) Rectificación y alineamiento del cauce.

Los codos bruscos son inconvenientes desde el punto de vista del control por avenidas ya que disminuyen la capacidad hidráulica del cauce y, por lo tanto aumenta el riesgo de una inundación. La reducción de los niveles máximos que puede alcanzar el agua en una determinada sección puede lograrse aumentando la velocidad de la corriente, lo cual ocurre si se eliminan codos bruscos. Esto ocurre de una manera natural cuando se forma un corte como resultado de la erosión entre ambos lados de un cuello angosto del terreno. También pueden utilizarse cortes artificiales al dragar cortes pilotos por el cuello del terreno, los escurrimientos posteriores del río excavan un cauce completo a lo largo del trazo del corte piloto, cerrando el antiguo codo con los dispositivos de azolve.

Fotografía 6.4: Pala mecánica utilizada para la rectificación del cauce de un río.



d) Revestimiento y alineación total del cauce.

Estos métodos consiguen su propósito disminuyendo el valor del coeficiente “n” de Manning para el tramo de interés, aumentando el radio hidráulico por incremento del tirante, e incrementando la pendiente del cauce acortando la longitud del mismo. El efecto de estas mejoras en las alturas de las avenidas puede calcularse con los procedimientos hidráulicos usuales.

El proyectista debe tener siempre presente que las medidas para mejorar la capacidad hidráulica del cauce, son esencialmente medidas de protección local que pueden aumentar las magnitudes de las avenidas en algunos puntos aguas abajo. Por ese motivo, las mejoras del cauce deben ser consideradas como conceptos de un plan integral para la corriente, y así planearse y ejecutarse par que sus beneficios en un punto no sean alcanzados por daños en cualquier otro lugar.

6.3 Obras hidráulicas.

En el apartado anterior fueron expuestos diferentes tipos de medidas, dentro de las cuales es posible elegir un cierto número de ellas para enfrentar el problema que representa la constante amenaza de las inundaciones en una región específica. La evaluación de tales medidas debe realizarse en el contexto de la formulación de un plan integral contra los desbordamientos en la zona baja de un rio, para este caso el rio Chilanguera, que comprende a la proyección de obras civiles para el control de inundaciones.

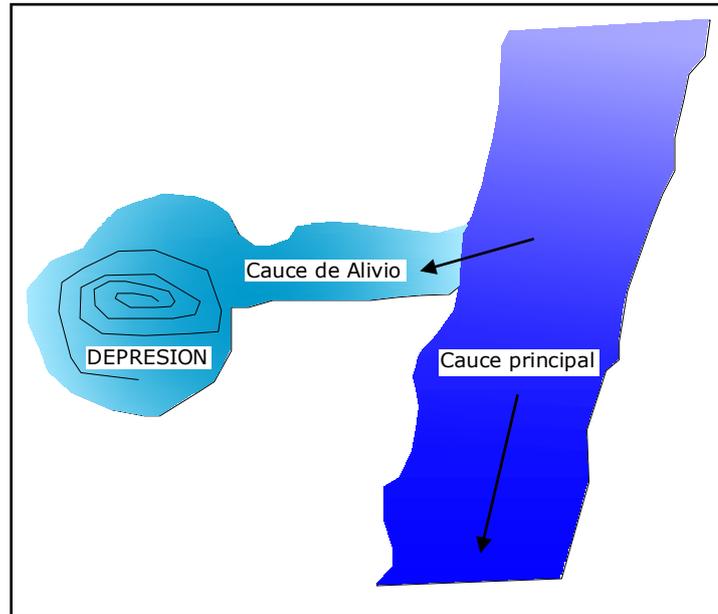
Una de las fases del planeamiento de infraestructura para el control de desbordamientos es el diseño hidráulico de las obras de protección. A las estructuras restantes se les conoce como obras hidráulicas, las cuales son descritas a continuación.

6.3.1 Cauces de alivio para avenidas.

Los cauces de alivio se utilizan para derivar los escurrimientos de las crecidas hacia varias depresiones para que, una vez que la crecida ha pasado por el rio principal, el agua regrese a la corriente sin que ocasiones mayores daños. En la figura 6.2 se presenta una esquematización de este tipo de obra.

Los cauces de alivio cumplen con dos funciones principales en el control de inundaciones. Primero, crean grandes vasos poco profundos que almacenan una porción del agua de avenida y, por lo tanto, disminuyen el caudal en el cauce principal debajo de la derivación. Segundo, proporcionan una salida adicional al caudal que disminuye el nivel aguas arriba de la derivación.

Figura 6.2 Flujo en el cauce de alivio durante una inundación.



Fuente: Grupo de Investigación.

La construcción de los cauces de alivio está limitada por la topografía del valle y por la disponibilidad de terrenos de bajo valor, escaso potencial económico y que se encuentren deshabitados.

- ❖ La admisión del agua a un cauce de inundación se consigue por diversos caminos:
- ❖ En algunos cauces se proporciona un bordo de sección de baja altura que, cuando es desbordado se deslava rápidamente y desarrolla una capacidad total de descarga hacia el cauce de inundación.
- ❖ Cuando el derrame ocurre con bastante frecuencia, se proporciona un umbral de concreto o vertedero para evitar la necesidad de sustituir la sección de un bordo cada vez que haya escurrimiento hacia el desvío, y a la vez se proporciona con el objeto de que ocurra el derrame con un nivel definido del río.
- ❖ La admisión del agua en el desvío también puede llevarse a cabo dinamitando una sección del bordo cuando la situación así lo amerite.
- ❖ Un control aun más completo puede obtenerse con una sección de vertedero con aberturas cerradas por tablonces o compuertas. De esta manera la derivación puede limitarse a la cantidad requerida para reducir el escurrimiento a la

capacidad del cauce bordeado. Estos vertederos controlados son relativamente costosos y se usan ordinariamente solo para protección de asentamientos humanos de importancia.

El diseño hidráulico de las obras de derivación para un cauce de alivio no se limita a la determinación de la cantidad de escurrimiento que vaya a derivarse. Requiere de la determinación de la longitud del vertedero y de la elevación de su cresta con las cuales se logre el efecto buscado. Esta determinación suele realizarse en la mayoría de los casos por tanteo.

6.3.2 Vasos de almacenamiento o embalses retardadores.

a) Función de los vasos de almacenamiento.

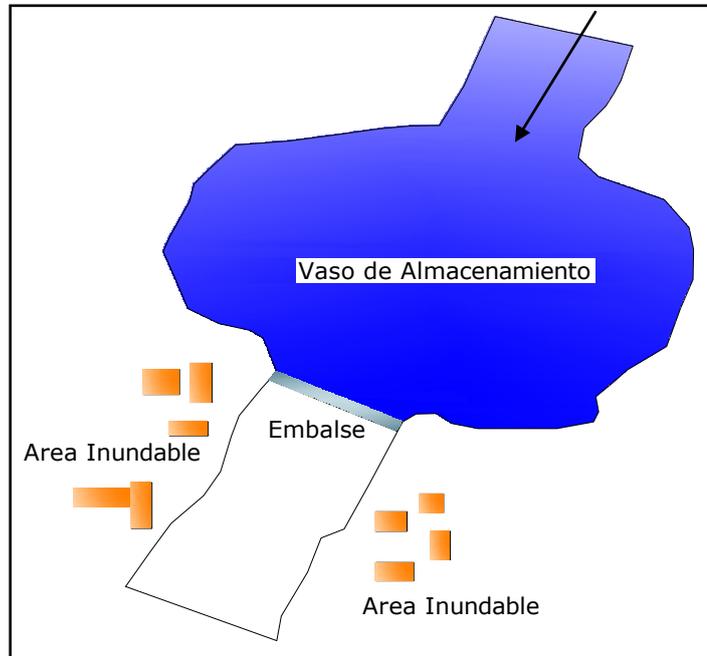
La función de los vasos para el control de inundaciones es almacenar una porción del escurrimiento de la avenida en una forma tal que se reduzca el máximo de la avenida en el punto por proteger. Lo ideal es que el vaso esté situado inmediatamente aguas arriba del área protegida. La figura 6.3 presenta la ubicación esquemática de un vaso de almacenamiento.

Los vasos de almacenamiento se operan para cortar el máximo de la avenida. Lo cual se consigue descargando todas las entradas al vaso hasta que las salidas alcancen la capacidad segura del cauce aguas abajo. Todo el escurrimiento que exceda la capacidad natural del cauce se almacena, hasta que los escurrimientos de entrada sean inferiores a la capacidad natural del cauce.

La operación del vaso será similar aun cuando exista alguna distancia entre éste y el área protegida, siempre y cuando no existan aportaciones o entradas locales entre esos dos puntos. De existir aportaciones locales significativas, el vaso debe ser operado para producir un pico mínimo en el área protegida. Para ello debe tomarse en cuenta que generalmente las aportaciones locales suben de una manera más rápida que las entradas que provienen aguas arriba, por lo cual la operación de los vasos de almacenamiento exige

que se hagan extracciones bajas al inicio de la avenida y que estas se vayan aumentando gradualmente a través del tiempo para lograr el efecto deseado.

Figura 6.3 Esquematación del vaso de almacenamiento.



Fuente: Grupo de Investigación.

En el país un ejemplo de vaso de almacenamiento es la presa 15 de septiembre ubicado sobre el río Lempa.

b) Tipos de vasos reguladores.

Existen dos tipos de vasos para el control de avenidas, y se diferencian únicamente en el tipo de obras de salida o extracción que llevan. Estos son:

b-1) Vasos de almacenamiento: la descarga está regulada por compuertas y válvulas operadas con base en control de los niveles y caudales así como en el pronóstico de lluvias. Los vasos de almacenamiento para el control de avenidas se diferencian de los vasos para conservación de agua para cultivos únicamente en la necesidad de tener una capacidad mayor de desagüe para permitir descensos rápidos después de una avenida.

b-2) Embalses retardadores: van provistos de salidas fijas sin compuertas, las cuales regulan automáticamente el gasto de salida de acuerdo al volumen de agua almacenada. La salida usualmente consiste de un vertedor grande o uno o más desagües sin compuertas. La capacidad de un embalse retardador con un vaso lleno debe ser igual al caudal máximo que el cauce de aguas abajo pueda pasar sin causar daños serios por inundación. La capacidad del embalse debe ser igual al volumen del escurrimiento de la avenida de diseño menos el volumen de agua extraída durante la avenida. Conforme una avenida se presenta, el vaso se llena y la descarga aumenta hasta que la avenida ha pasado y el caudal de entrada se vuelve igual al caudal de salida. Después de este tiempo el agua es automáticamente extraída del vaso hasta que el agua almacenada es descargada completamente.

c) Localización y capacidad de los vasos de almacenamiento.

La pérdida de efectividad de los vasos de almacenamiento para el control de avenidas es producto de la influencia del almacenamiento de cauce y de la falta de control sobre el escurrimiento local de entrada entre el vaso y el área a protegerse. Estos dos aspectos están íntimamente ligados entre sí y hacen que el proceso de selección del tamaño y el lugar más indicado para localizar el vaso de almacenamiento cobre una gran importancia, ya que si el área aguas abajo del embalse es suficiente grande, puede ser capaz de producir una avenida sobre la cual el vaso podría tener poco o ningún control.

La localización ideal de los vasos de almacenamiento para lograr un mejor control de avenidas más efectivo es inmediatamente aguas arriba del punto o tramo por protegerse. Un vaso así se localizaría en una ancha planicie de inundación en donde sería necesaria una presa de una gran longitud y donde se inundarían muchos terrenos valiosos, pero en general son menos efectivos para reducir picos de avenidas. Además debe tomarse en cuenta que un solo vaso no puede dar igual protección a un cierto número de comunidades localizadas a diferentes distancias aguas abajo.

El análisis económico generalmente favorece al sitio de aguas arriba a pesar de su menor efectividad, y con frecuencia se prefiere utilizar varios vasos pequeños y no uno solo

grande, ya que los primeros ofrecen la posibilidad de desarrollar inicialmente solo aquellas unidades del sistema que den la recuperación económica máxima construyéndose las unidades adicionales conforme el desarrollo de la zona incremente los beneficios potenciales.

Un segundo criterio para la evaluación de un vaso para el control de avenidas es su capacidad de almacenamiento. La reducción potencial del escurrimiento máximo por medio de la operación del vaso aumenta conforme aumenta la capacidad del vaso, ya que en la mayoría de los casos los factores económicos controlan la decisión. Esta afirmación es válida para todas las obras de control de avenidas.

La capacidad máxima necesaria de un vaso de almacenamiento puede definirse como la diferencia en volumen entre las extracciones que puedan hacerse del vaso de tal manera que no sobrepasen la capacidad natural del cauce y las aportaciones de la avenida de diseño. Este parámetro puede convertirse en una herramienta técnica que sirva para definir el tamaño de los vasos de almacenamiento.

d) Problemas de operación.

Los problemas de operación en los vasos de almacenamiento se dan cuando el volumen de la avenida iguala o supera la capacidad de almacenamiento del vaso. Esto solo puede preverse con un pronóstico preciso de las aportaciones o entradas al vaso. Estos pronósticos usualmente se hacen con base a reportes recibidos por teléfono, fax, telégrafo o radio de una red de estaciones hidrométricas y pluviométricas en la cuenca.

Un vaso de control tiene su máximo potencial para reducción de una avenida cuando esta vacío. Después de que ha ocurrido una avenida, una porción del almacenamiento para control o regulación de crecidas está ocupada por las aguas de las avenidas recogidas y no está disponible para su utilización hasta que estas aguas puedan extraerse. Una segunda tormenta puede caer antes de que se haya completado del descenso. Por esta razón es necesario reservar una porción de la capacidad de almacenamiento como protección contra una segunda avenida. En otras palabras, la capacidad total del vaso no puede ser considerada como disponible o aprovechable para la regulación de cualquier

avenida simple, ya que si se presentara una segunda avenida cuando el vaso esté lleno, el efecto del vaso podría el hacer a esta avenida peor.

Otro problema de operación puede darse cuando los escurrimientos en exceso de las corrientes naturales se sacan de un vaso y se sincronizan en algún punto aguas abajo con los escurrimientos de avenida de una corriente tributaria. Los escurrimientos resultantes de esta situación podrían ser mayores que lo que hubieran sido los escurrimientos naturales de avenida. Esta situación ha ocurrido muchas veces y se vuelve especialmente peligrosa cuando se da en grandes ríos. Solo puede minimizarse por pronósticos del tiempo de varios días o hacia e semanas anticipadas.

e) Efectos de los vasos reguladores en lugares aledaños.

La mayor parte de los terrenos abajo del nivel del máximo del agua en los vasos solo de inundaran muy ocasionalmente y pueden usarse con éxito para la agricultura aunque no puede permitirse la habitación permanente en dicho terreno.

Los terrenos cerca de la elevación máxima propuesta del vaso se inundaran con tan poca frecuencia que pueden cultivarse casi sin riesgo. A elevaciones menores el riesgo aumenta, hasta cerca del fondo del vaso el único uso practicable es el de pastizales. Por lo general, una sola porción pequeña del terreno es la que se quita permanentemente del uso para la construcción de los vasos reguladores.

La planificación de un sistema de embalses retardadores de avenidas debe garantizar que dichos embalses no harán peor a una avenida por sincronizar el escurrimiento incrementando durante el descenso con los máximos de avenida de los cauces tributarios. Esto es poco probable cuando la totalidad del área de drenaje es muy pequeña. Sin embargo, los tributarios separados dentro de una cuenca grande pueden estar sujetos a tormentas totalmente independientes y la probabilidad de dicha sincronización es mayor. Por tanto, los embalses retardadores son preferibles para corrientes relativamente pequeñas y los vasos de almacenamiento son preferibles para corrientes grandes.

Debe mencionarse que no pueden fijarse reglas generales para el diseño de vasos reguladores, porque cada problema es único y cuenta con características particulares que deben tomarse en cuenta para proponer alternativas de solución que puedan evaluarse a través de un análisis técnico, económico, ecológico y social.

6.3.3 Bordas y muros de encauzamiento.

a) Definición y generalidades.

Las bordas y muros de encauzamiento son esencialmente presas longitudinales erigidas en dirección paralela del río en lugar de atravesar su cauce y constituyen uno de los métodos más antiguos y más ampliamente usados para proteger los terrenos de las aguas de avenida.

Una borda es un dique de tierra, mientras que un muro de encauzamiento es usualmente una construcción de mampostería. En general, las bordas y muros de encauzamiento deben satisfacer los mismos criterios de diseño que las presas regulares.

b) Conformación de bordas.

Las bordas son las que se usan con más frecuencia en el control de avenidas porque pueden construirse a un costo relativamente más bajo al utilizar los materiales aprovechables del lugar. El costo de un sistema de bordas consta del valor del terreno ocupado por las bordas y el costo de construcción de las mismas. Usualmente se construyen con material excavado de zanjas de préstamo paralelas a ellas.

Si se emplea el material seco, éste debe colocarse en capas y compactarse. El material menos permeable se coloca en el bordo al lado del río. Usualmente no hay material adecuado para el núcleo tal como la arcilla y la mayor parte de bordas son terraplenes de naturaleza homogénea.

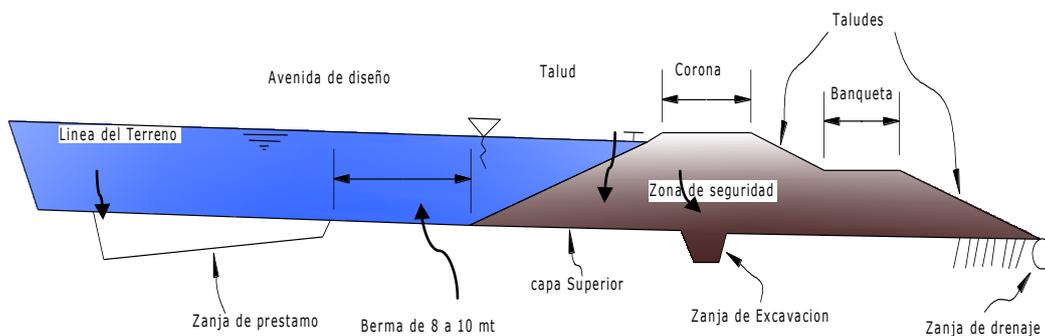
Las secciones transversales de las bordas deben ajustarse al lugar y a los materiales aprovechables de la zona. Tal como podemos ver en la Figura N° 6.4 el material se excava

de una zanja de préstamo paralela a la borda y se deja un espacio adecuado entre el pie de la borda y la zanja, para evitar el colapso de la misma.

El ancho de la corona de las bordas usualmente está determinado por el uso al que se les vaya a destinar. Lo ideal es tener un ancho de unos 3 m para permitir el movimiento del equipo de mantenimiento.

Los taludes de la borda usualmente son muy planos debido a los materiales de construcción relativamente malos. Si es posible, evitar el deterioro de la erosión se recomienda cubrirlos con grama. Aunque esto posee el inconveniente de que si el ganado tiene acceso a las bordas la dañaran.

Figura 6.4 Sección típica de borda.



Aun cuando es poco probable que una borda falle durante una avenida, el agua puede sobrepasar el límite de saturación de la borda hasta el punto en el que la filtración a través de ésta pueda causar la inundación de los terrenos protegidos. Para prevenir este tipo de situaciones, es conveniente un drenaje de zanja o de tubería a lo largo del pie del talud de la borda (Figura 6.4); la parte del talud opuesta a la ribera del río deberá ser lo suficientemente plana para encerrar a la línea de filtración.

Es posible lograr algún ahorro en la construcción del terraplén si se construye el talud trasero con una berma (banqueta) que aumente la anchura de la base sin exigir un relleno pesado arriba de la línea de saturación. El suelo de la base debe rastrearse antes de colocar el material de relleno del terraplén. Con frecuencia se usa una zanja interceptora (o

zanja de escombros) rellena con el mejor material y que se extiende de 1.50 a 2.50 m debajo de la base del terraplén.

Para evitar que la filtración se convierta en un problema serio, en algunos casos se excava una zanja angosta en la borda determinada y se llena con un núcleo de arcilla. Durante la excavación, la zanja es llenada con una lechada delgada para evitar que las paredes fallen; de esta manera si va a ocurrir alguna reducción apreciable de la filtración, el núcleo debe penetrar a un horizonte regularmente impermeable.

c) Conformación de los muros de encauzamiento.

Debido a los taludes planos de las bordas, éstos requieren de una anchura de la base bastante grande. En las áreas rurales los costos de los terrenos en los que se puedan construir las bordas pueden ser razonables; sin embargo representan terreno perdido que deja de ser aprovechado en otros fines. En este caso, los muros de encauzamiento de avenidas pueden ser una solución preferible.

Los muros se diseñan para resistir la presión hidrostática ejercida por el agua cuando esté al nivel de la avenida de diseño. Si el muro está respaldado por un terraplén, también debe servir como un muro de retención contra el empuje de tierra, cuando haya niveles bajos en la corriente.

Existen varios tipos generales de estructura, y cada una de ellas tiene un sistema diferente de cargas:

- ❖ Muros masivos rígidos
- ❖ Muros masivos flexibles
- ❖ Tierra reforzada
- ❖ Estructuras ancladas
- ❖ Estructuras enterradas

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de encauzamiento o contención.

- ❖ Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- ❖ Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- ❖ Condiciones del terreno y agua freática.
- ❖ Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- ❖ Disponibilidad de materiales.
- ❖ Tiempo disponible para la construcción.
- ❖ Efecto del agua como agente permeable en la estructura.
- ❖ Apariencia.
- ❖ Vida útil y mantenimiento.

i) Muros rígidos.

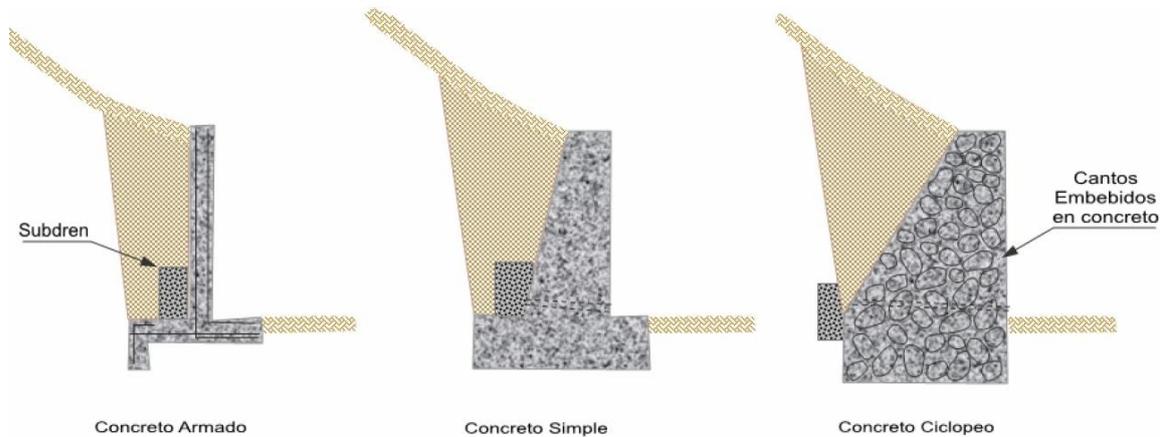
Son estructuras rígidas, generalmente de concreto, las cuales no permiten deformaciones importantes sin romperse. (Ver Figura 6.5). Se apoyan sobre suelos competentes para transmitir fuerzas de su cimentación al cuerpo del muro y de esta forma generar fuerzas de contención.

La utilización de muros rígidos es una de las formas más simples de manejar cortes y terraplenes. Los muros rígidos actúan como una masa relativamente concentrada que sirve de elemento contenedor a la masa inestable.

El empleo de muros rígidos para el encauzamiento de aguas en una práctica común en todo el mundo, pero su éxito ha sido limitado por la dificultad que existe en el análisis de cada caso en particular y por las diferencias que existen entre las fuerzas reales que actúan sobre el muro, en un caso de deslizamiento y los procedimientos de análisis basados en criterios de presiones activas, utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine y Coulomb.

Ocurre con frecuencia que un deslizamiento de rotación, en donde la fuerza actuante en el pie tiene una componente vertical importante hacia arriba, levante el muro y son muchos los casos conocidos de fracasos en el empleo de muros para controlar deslizamientos rotacionales.

Figura 6.5 Formas típicas de muros rígidos.



En el caso de deslizamientos de rotación, el muro puede representar un buen sistema de estabilización siempre que este cimentado por debajo de posible o reales superficies de falla y se diseñe para que sea capaz de resistir las cargas de desequilibrio debidas al deslizamiento, adicionadas por un factor de seguridad que se recomienda no sea inferior a 2.0.

ii) Muros de concreto reforzado.

Una estructura de concreto reforzado resiste movimientos debidos a la presión de la tierra sobre el muro. El muro una vez se apoya en una cimentación por fuera de la masa inestable.

Existen los siguientes tipos de muro reforzado (Ver Figura 6.6):

- ❖ **Muros empotrados o en cantiléver**, en forma de L o T invertida, los cuales tienen una placa semivertical o inclinada monolítica con otra placa en la base.
- ❖ **Muros con contrafuertes**, en los cuales la placa vertical o inclinada esta soportada por contrafuertes monolíticos que le dan rigidez y ayudan a transmitir la carga a la placa de cimentación.
- ❖ **Muros con estribos**, en los cuales adicionalmente a la placa vertical y la placa de cimentación y los contrafuertes, se constituye una placa superior sub-horizontal que aumentan la rigidez y capacidad para soportar momentos.

En la mayoría de los casos se colocan llaves o espolones de concreto debajo de la placa de cimentación para mejorar la resistencia al deslizamiento.

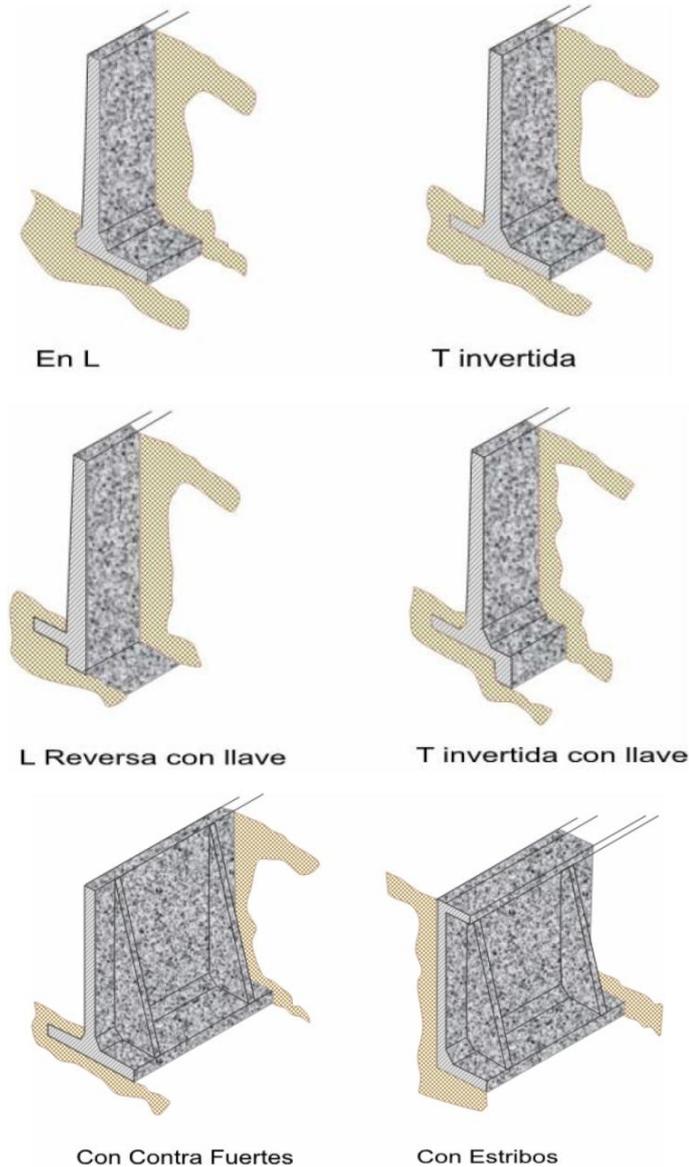
Debe de tenerse en cuenta que, la utilización de contrafuertes o estribos generalmente disminuye el costo comparativamente con un muro empotrado en L o T invertida.

La pendiente de la pared de fachada debe dársele una inclinación ligera para evitar la sensación visual de que el muro se encuentra inclinado. Generalmente, se recomienda una pendiente de 1 en 50.

En todos los casos los muros de concreto armado deben contener un sistema de drenaje detrás de su pared vertical y/o un sistema de lloraderos o salidas para el agua represada detrás del muro (barbacanas). Debe tenerse en cuenta que, aun en el caso de suelos completamente secos, la presencia del muro puede inducir el represamiento de pequeñas cantidades de agua de infiltración.

Es importante la construcción de juntas estructurales para evitar fisuras o grietas relacionadas con cambios de temperatura. La distancia entre juntas se recomienda no debe ser mayor de 20 metros a lo largo del muro.

Figura 6.6. Tipos de muros reforzados.



❖ **Muros de concreto sin refuerzo.**

Los muros de concreto sin refuerzo son masas relativamente grandes de concreto o concreto con piedra, las cuales trabajan como estructuras rígidas. (ver Fotografía 6.5). Los muros de concreto simple o ciclópeo actúan como estructuras de peso o gravedad y se recomienda no se empleen en alturas superiores a cuatro metros, debido no solo al aumento de los costos, sino a la presencia de esfuerzos de flexión que no pueden ser resistidos por el concreto simple y se pueden presentar roturas a flexión en la parte inferior del muro o dentro del cimiento.

Los muros de concreto en todos los casos, deben tener un sistema de sub-drenaje para eliminar la posibilidad de presiones de agua. Se deben construir juntas de contracción o expansión a distancias en ningún caso superiores a los 20 metros. Si los materiales utilizados poseen características de dilatación grande por cambio de temperatura, las juntas deben colocarse a 8 metros de distancia entre ellas. La pendiente de la pared del muro debe tener una inclinación similar a la recomendada para muro de concreto armado.

Los muros de concreto deben cimentarse por debajo de la superficie de falla con el objeto de obtener fuerzas de reacción por fuera del movimiento que aporten estabilidad, no solo al muro sino al deslizamiento.

Fotografía 6.5. Muro de concreto sin refuerzo.

❖ **Muros de concreto ciclópeo.**

El concreto ciclópeo es una mezcla de concreto con cantos o bloques de roca dura. Generalmente, se utilizan mezclas de 60% de concreto y 40% de volumen de piedra. Sin embargo, deben tenerse en cuenta que a mayor cantidad de piedra existe mayor posibilidad de agrietamiento del muro, por presencia de zonas de debilidad estructural interna. En ocasiones se le colocan refuerzos de varilla de acero dentro del concreto ciclópeo para

mejorar su resistencia interna. El diseño de un muro de concreto ciclópeo es muy similar al de los muros de concreto simple rígidos y masivos.

Cuadro 6.1: Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro rígido.

MURO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Reforzado	Los muros de concreto armado pueden emplearse en alturas grandes superiores a diez metros, previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos la estabilización de deslizamiento de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permite deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo similares a los de concreto simple	Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto.	El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no pueden soportar esfuerzos a flexión de flexión grandes.

iii) Muros flexibles.

Son estructuras masivas, flexibles. Se adaptan a los movimientos. Su efectividad depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes sin que se rompa su estructura. Los muros flexibles se diseñan generalmente, para resistir presiones activas en lo que se refiere a su estabilidad intrínseca y actúan como masas de gravedad. Existen varios tipos de muros flexibles (ver Fotografía 6.6) y entre ellos los más populares son:

- ❖ Muros de gaviones.
- ❖ Muros de elementos prefabricados (muros criba)
- ❖ Muros de piedra.

Cada uno de estos tipos de muros posee unas características especiales de construcción, diseño y comportamiento.

Fotografía 6.6. Muro de llantas, ejemplo de muro flexible.



Muros de gaviones.

Los gaviones son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan de cantos de roca.

Algunas de las ventajas de un muro en gaviones son las siguientes: simple de construir y mantener y utiliza los cantos y piedras disponibles en el sitio. Se puede construir sobre fundaciones débiles. Su estructura es flexible y puede tolerar asentamientos diferenciales mayores que otro tipo de muros y es fácil de demoler o reparar.

Se emplean tres tipos de mallas diferentes: hexagonales o de triple torsión, electrosoldada y elaborada simple. El principal problema consiste en que las mallas pueden presentar corrosión en suelos ácidos.

Existen una gran cantidad de tamaños de malla disponibles para formar las cajas.

Generalmente, se utilizan cajas de 2.0m x 1.0m x 1.0m. La forma básica es trapezoidal.

Fotografía 6.7. Esquema de un muro de gaviones.



En ocasiones, los muros de gaviones contienen una serie de contrafuertes que los hacen trabajar como estructuras ancladas al suelo detrás del muro.

❖ **Muro criba.**

El muro criba es básicamente una estructura parecida a una caja formada por prefabricados de concreto entrelazados (ver Fotografía 6.8). El espacio interior de las cajas se rellena con suelo granular permeable o roca para darle resistencia y peso, conformando un muro de gravedad.

Generalmente existen dos tipos de prefabricados que se colocan en forma paralela a la superficie del talud o normal a este.

Los travesaños son prefabricados normales al eje del muro en forma horizontal. En ocasiones, los travesaños son de una longitud tal que obliga a la construcción de un elemento intermedio similar a sus puntas.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan entre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas cribas. Las fuerzas

son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión. Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llaman “almohadas” en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión.

Los largueros son prefabricados largos que se apoyan entre los travesaños y que tienen como objeto contener el material colocado dentro de las cajas cribas. Las fuerzas son transferidas entre los prefabricados en los puntos de unión. Adicionalmente, se pueden colocar pequeños bloques que se les llaman “almohadas” en localizaciones críticas entre los prefabricados para soportar algunos esfuerzos, tales como torsiones y reducir la flexión.

Fotografía 6.8. Esquema general de los muros criba.



❖ Muros en piedra (pedraplenes).

Los muros en piedra son estructuras construidas con bloques o cantos grandes de roca, los cuales se colocan unos sobre otros en forma manual o al volteo (ver Fotografía6.9). El tamaño de los bloques utilizados generalmente supera las 3 pulgadas y pueden utilizarse bloques hasta de un metro de diámetro si se tiene equipo adecuado para su colocación. El diseño consiste en determinar las dimensiones exteriores del pedraplén.

El ancho de la base del pedraplén generalmente, es superior a su altura o por lo menos igual. El ángulo de inclinación de la pared exterior depende del tipo de roca, tamaño y angulosidad. Para bloques grandes se pueden utilizar pendientes de hasta 1/6H: 1B. El

ancho mínimo de la parte superior del muro es de un metro. Se acostumbra colocarle un geotextil en la interfase entre el pedraplén y el suelo, y un subdrén en forma similar a los muros de los gaviones.

Fotografía N° 6.9. Muro de piedras



Cuadro 6.2. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de muro flexible.

MURO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Gaviones	Fácil alivio de presiones de aguas, soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambiente ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Son fáciles de construir y ayudan en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, autodrenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto armado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Piedra - Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay piedra disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grandes.

iv) Tierra reforzada.

Los muros también pueden ser de tierra armada, que consisten en un relleno de suelo granular con los elementos de refuerzo, que pueden ser metálicas o de elementos plásticos, para aumentar su resistencia y externamente actúan como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles de construir. Utilizan el suelo como su principal componente. Puede adaptarse fácilmente a la topografía. Permite construirse sobre fundaciones débiles, tolera asentamientos diferenciales y puede demolerse o repararse fácilmente, pero se requiere espacio disponible superior al de cualquier otra estructura de contención.

Los muros en tierra armada consisten en la colocación de tiras o capas de refuerzo en el proceso de compactación de terraplenes con taludes de alta pendiente. (Ver Fotografía 6.10). El concepto fue introducido por Vidal en los años 60.

Fotografía 6.10. Estructuras de tierra reforzada.



v) Estructuras ancladas.

El uso de anclajes de acero en la estabilización de taludes se ha vuelto muy popular en los últimos años. En las estructuras ancladas se colocan varillas o tendones generalmente, de acero en perforaciones realizadas con taladro, posteriormente se inyectan con un cemento. Los anclajes pueden ser pretensados para colocar una carga sobre un

bulbo o cementado o pueden ser cementados simplemente sin colocarles carga activa. Ver Fotografía 6.11.

Cuadro 6.3. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de tierra reforzada.

TIPO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Refuerzo con tiras metálicas.	Los refuerzos metálicos le dan rigidez al terraplén y los prefabricados de concreto en su cara de fachada lo hacen presentables y decorativos. Existen empresas especializadas dedicadas a su construcción.	Las zonas de refuerzo requieren protección especial contra la corrosión. Se requieren características especiales en el relleno utilizado con los elementos de refuerzo. Algunos tipos de muro de tierra armada están cubiertos por patentes.
Refuerzo con geotextil	Son generalmente muy económicos y fáciles de construir.	Son muy flexibles y se deforman fácilmente. Las capas de geotextil se pueden convertir en superficies de debilidad para deslizamientos. El geotextil se descompone con la luz solar.
Refuerzo con malla.	La malla le da cierta rigidez al terraplén y las capas no constituyen superficies de debilidad. El efecto de anclaje es mejor.	Dependiendo del material constitutivo la malla puede descomponerse o corroerse.

❖ **Concreto lanzado.**

Las zonas de roca fracturada o degradada pueden ser protegidas colocando una capa de concreto lanzado. El concreto lanzado rellena los espacios entre las roca y produce una estructura de retención superficial. Sin embargo, este concreto no impide totalmente el deslizamiento y se requiere en muchos casos que vaya acompañado de pernos o anclajes. El concreto lanzado debe reforzarse superficialmente utilizando una malla metálica.

Las áreas cubiertas con concreto lanzado deben drenarse utilizando drenes de penetración o lloraderos a través del concreto lanzado.

Fotografía 6.11. Esquema de estructuras ancladas.



❖ **Muros anclados.**

El diseño de muros anclados puede realizarse utilizando varios procedimientos. Los más comunes son el método de la cuña anclada y la utilización de análisis de estabilidad de taludes por los procedimientos de Bishop o de Janbu. Algunos diseñadores utilizan la teoría de presión de tierra de Rankine o Coulomb para calcular las presiones sobre los muros anclados, sin embargo, estas teorías dan resultados totalmente aislados de la realidad porque no tienen en cuenta elementos geotécnicos en los suelos residuales.

❖ **Micropilotes (Soil nailing).**

El Soil Nailing es un método de refuerzo in situ utilizando micropilotes vacíos capaces de movilizar resistencia a tensión en el caso de ocurrencia de un movimiento. Se diferencian de los pilotes en cuanto los micropilotes no resisten cargas laterales a flexión (Ver Fotografías 6.12 y 6.13).

Los micropilotes pueden ser varillas de acero, tubos o cables que se introducen dentro del suelo natural o la roca blanda y son inyectados dentro de huecos preperforados.

La estabilidad de la superficie del terreno es controlada por una capa delgada de concreto lanzado de espesor de 12 a 18 cm con una malla de refuerzo. Estas estructuras se les utilizan tanto en suelos granulares como cohesivos.

Este sistema es mucho más efectivo en suelos granulares duros y en arcillas limosas competentes.

Fotografía 6.12. Detalle de método Soil Nailing



El suelo debe tener suficiente resistencia para resistir un talud vertical de aproximadamente de dos metros de altura sin deformación.

Estos sistemas son relativamente flexibles y por lo tanto resistentes a fuerzas sísmicas; sin embargo, el comportamiento dinámico de estas estructuras es relativamente desconocido y se requiere desarrollar sistemas de diseño para sismos.

Fotografía 6.13. Esquema terminado de Soil nailing.



Cuadro 6.4. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura anclada.

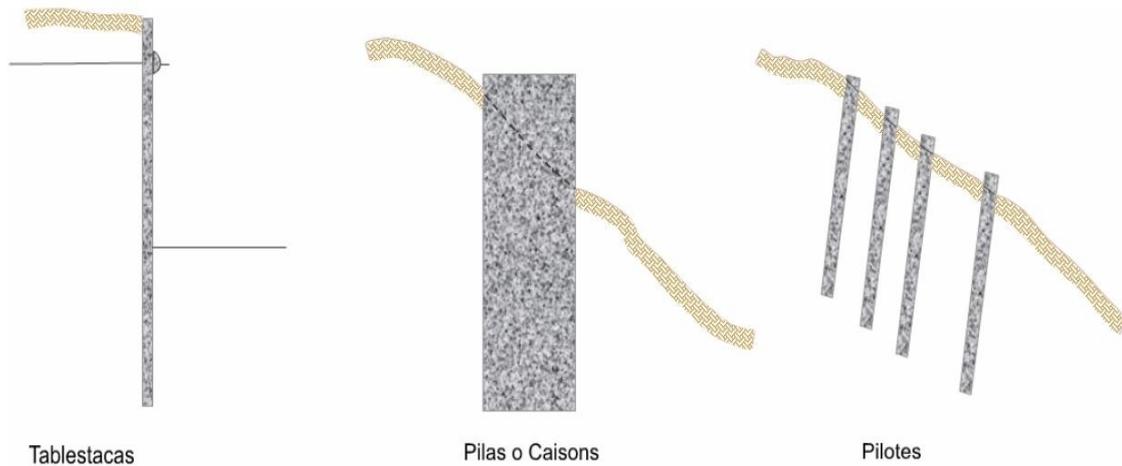
ESTRUCTURA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Anclajes y pernos individuales	Permiten la estabilización de bloques individuales o puntos específicos dentro de un macizo de roca.	Puede sufrir corrosión.
Muros anclados	Se pueden construir en forma progresiva de arriba hacia abajo, a medida que se avanza con el proceso de excavación. Permite excavar junto a edificios o estructuras. Permiten alturas considerables.	Los elementos de refuerzo pueden sufrir corrosión en ambientes ácidos. Se puede requerir un mantenimiento permanente (tensionamiento). Con frecuencia se roban las tuercas de los elementos de anclaje. Para su construcción se puede requerir el permiso del vecino. Su construcción es muy costosa.
Nailing o pilotillos tipo raíz (rootpiles)	Muy eficientes como elementos de refuerzo en materiales fracturados o sueltos.	Generalmente se requiere una cantidad grande de pilotillos para estabilizar un talud específico lo cual los hace costosos.

vi) Estructuras enterradas.

Las estructuras enterradas son elementos capaces de resistir esfuerzos a flexión que se colocan dentro del suelo atravesando la posible superficie de falla (Ver Figura 6.7). Estas estructuras trabajan empotradas en el suelo por debajo de la falla. Se conocen varios tipos de estructura enterrada así:

- ❖ Tablaestacas
- ❖ Pilotes
- ❖ Pilas o Caissons

Figura 6.7. Esquema de figuras enterradas.



❖ **Tablestacas.**

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas las cuales trabajan generalmente a flexión, empotradas o ancladas. Pueden ser de acero, de concreto o de madera siendo las de acero las más utilizadas. El muro de tablestaca está conformado por una serie de pilotes unidos entre sí para formar una pared continua. La integridad del muro depende de las uniones entre pilotes individuales.

Las tablestacas son utilizadas con relativa frecuencia como estructura de contención para la conformación de muelles en ríos y mares. Para su hincado se requiere que el suelo permita la penetración del pilote y no existan bloques o cantos de piedra grandes de roca.

La sección de la tablestaca depende de la altura de la tierra a retenerse y de las condiciones del suelo y agua, así como del sistema de anclaje de los pilotes.

La altura de los muros de tablestacas varía generalmente entre 4.5 y 12 metros.

❖ **Pilotes.**

Los pilotes hincados han sido utilizados en ocasiones para la estabilización de deslizamientos activos. Este método solo es apropiado para deslizamientos poco profundos y suelos que no fluyan entre los pilotes (ver Fotografía 6.14).

Los deslizamientos profundos generalmente producen fuerzas laterales muy grandes que no pueden ser resistidas fácilmente por los pilotes.

Los pilotes deben enterrarse en suelo firme y competente para evitar su arrancamiento o inclinación. Es común la utilización de estructuras de concreto armado, uniendo las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez y comportamiento general.

La resistencia o capacidad de un pilote y su efecto de factor de seguridad depende de la profundidad a la cual se encuentra hincado en el pilote por debajo de las superficies de falla.

El diseño de los pilotes supone la ocurrencia de presiones de tierra sobre el pilote arriba de la superficie de falla y de reacción de subrasante por debajo de esta. Internamente los pilotes se diseñan a flexión y a cortante, como se indica en la figura (Roman, 1996).

Fotografía 6.14. Pilotes.



❖ Muros de pilas de gran diámetro.

En ocasiones se construyen grandes muros a profundidades importantes construyendo pilas de gran diámetro unidas entre sí, conformando una estructura o muro de gravedad. Generalmente se construye una sola hilera de pilas o pilotes, pero en algunos casos se utilizan dos hileras (Ver Fotografía 6.15).

La construcción de pilas de gran diámetro para la estabilización de deslizamientos fue descrita por Pachakis y otros (1997) para la estabilización de un talud en Grecia. El sistema consiste en la construcción de filas fundidas in situ de más de un metro de diámetro y un espaciamiento similar a su diámetro. Las pilas se excavan en el suelo o roca y se unen entre sí por medio de vigas formando una estructura reticular. Se pueden construir a pie en la parte media o en la parte alta de los deslizamientos.

Fotografía 6.15. Esquema del planteamiento de una pila como muro de contención.



Cada pila se supone totalmente embebida en el suelo por debajo de la superficie de falla y se diseña utilizando la teoría de presión de tierras.

Tanto los muros de encauzamiento como las bordas pueden cruzar vías de ferrocarril y carreteras. En algunos casos el camino puede elevarse sobre el muro de encauzamiento sin que esto represente costos elevados. En otras ocasiones, el factor

económico obliga a dejar interrumpido el muro para dar paso a los caminos. Es este caso es necesario utilizar tablonces y hasta compuertas para que durante las aguas altas el claro pueda cerrarse, quedando el camino temporalmente cerrado. Ahora bien, el diseño se debe hacer en cada caso para ajustarse a las condiciones locales.

Cuadro 6.5. Ventajas y desventajas de los diversos tipos de estructura enterrada.

METODO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Tablestaca	Su construcción es rápida y no requiere cortes previos. Son de fácil construcción junto a los cuerpos de agua o ríos.	No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos. Su construcción es muy costosa.
Pilotes	Se pueden construir rápidamente.	Se puede requerir un número grande de pilotes para estabilizar un deslizamiento.
Pilas o Caissons	No se requiere cortar talud antes de construirlo. Se utilizan sistemas convencionales de construcción. Puede construirse en sitios de difícil acceso. Varios Caissons pueden ser construidos simultáneamente.	Se requiere profundizar muy por debajo del pie de la excavación. Su costo generalmente es muy elevado. La excavación puede requerir control del nivel freático. Debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes.

d) Localización y distribución de las bordas.

El ancho del cauce está íntimamente ligado con la altura de las bordas y los muros. El cauce debe ser lo suficientemente ancho como para conducir el gasto de diseño y evitar la formación durante la avenida de oleajes. La zona de inundación del río es plana, un incremento en la anchura del cauce de río permitirá bordas más bajas. Además deben aprovecharse totalmente las elevaciones naturales del terreno ya que estas permiten tener bordas más bajas y con frecuencia ofrecen mejores condiciones para la cimentación.

Si el cauce del río es razonablemente recto y el valor de los terrenos es igual a ambos lados de la corriente, usualmente los muros y las bordas irán espaciados equidistantes a cada lado del río. Usualmente, sin embargo, el río no es recto y las líneas de las bordas faldean por el exterior de los codos o curvas del río (Ver Figura 6.8) para que el cauce bordeado sea menos tortuoso que el cauce natural de las aguas bajas.

En ningún caso la borda debe estar tan próxima a un codo que la socavación de un banco la debilite. En los puntos donde pueda esperarse erosión en los bancos, la borda debe ser firmemente revestida y protegida por diques permeables como seguridad contra falla.

Una ciudad o una propiedad particular pueden protegerse con un anillo de bordas tal como se muestra en la Figura 6.9. La alternativa a ésta solución se presenta en la misma figura y consiste en llevar de regreso la línea del bordo hasta que pueda terminar en terreno alto. Si no se realizara este enlace, los extremos del bordo podrían ser flanqueados y la obra sería inútil.

Generalmente los anillos de bordos se ejecutan cuando una comunidad o ciudad está interesada únicamente en su propia protección. Cuando los intereses no son particulares, los bordos son llevados hacia aguas arriba a lo largo de los tributarios principales para ligarlos a terreno alto. Debe mencionarse que cuando una línea de borda cruza por cauces tributarios o afluentes menores el proyectista debe evaluar también la alternativa de bloquear el cauce y crear un problema de drenaje interior.

Figura 6.8. Distribución de bordas en ambos márgenes del río.

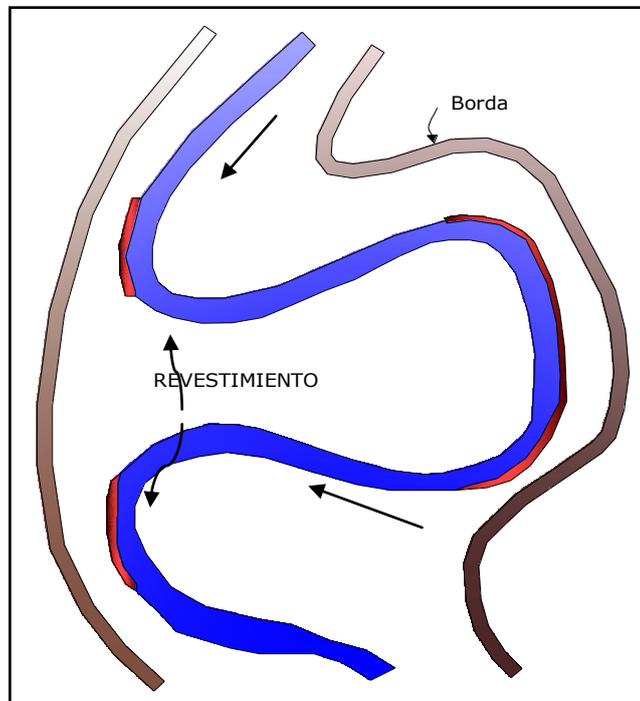
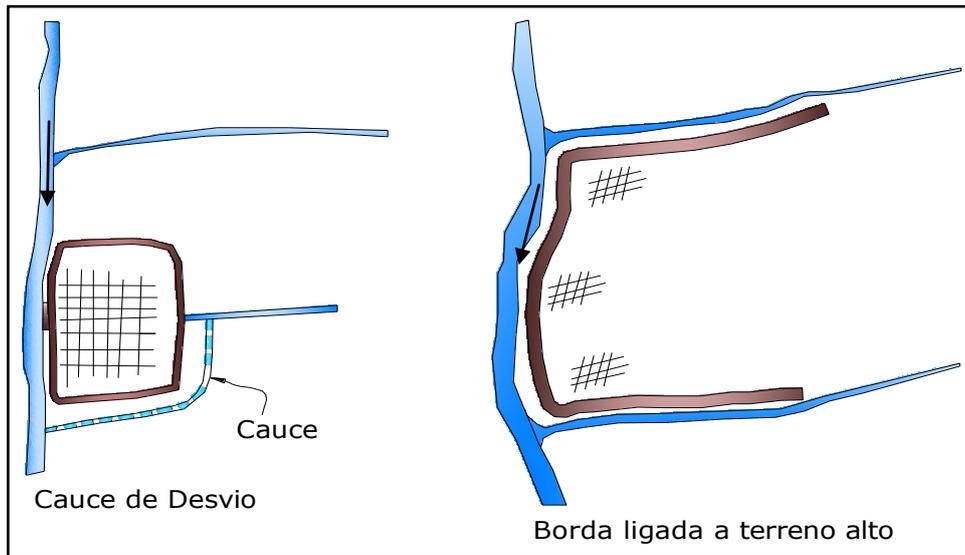


Figura 6.9. Distribución de bordas para protección de intereses particulares.



La selección de estas alternativas es primordialmente de orden económico pero obviamente muchas corrientes pequeñas no pueden ser tratadas económicamente con la primera alternativa, y por lo tanto, el problema de drenaje interior está presente en casi todos los diseños de bordas.

El drenaje interior se define como el problema de drenaje local atrás de una borda. Para resolver este problema pueden utilizarse las siguientes soluciones.

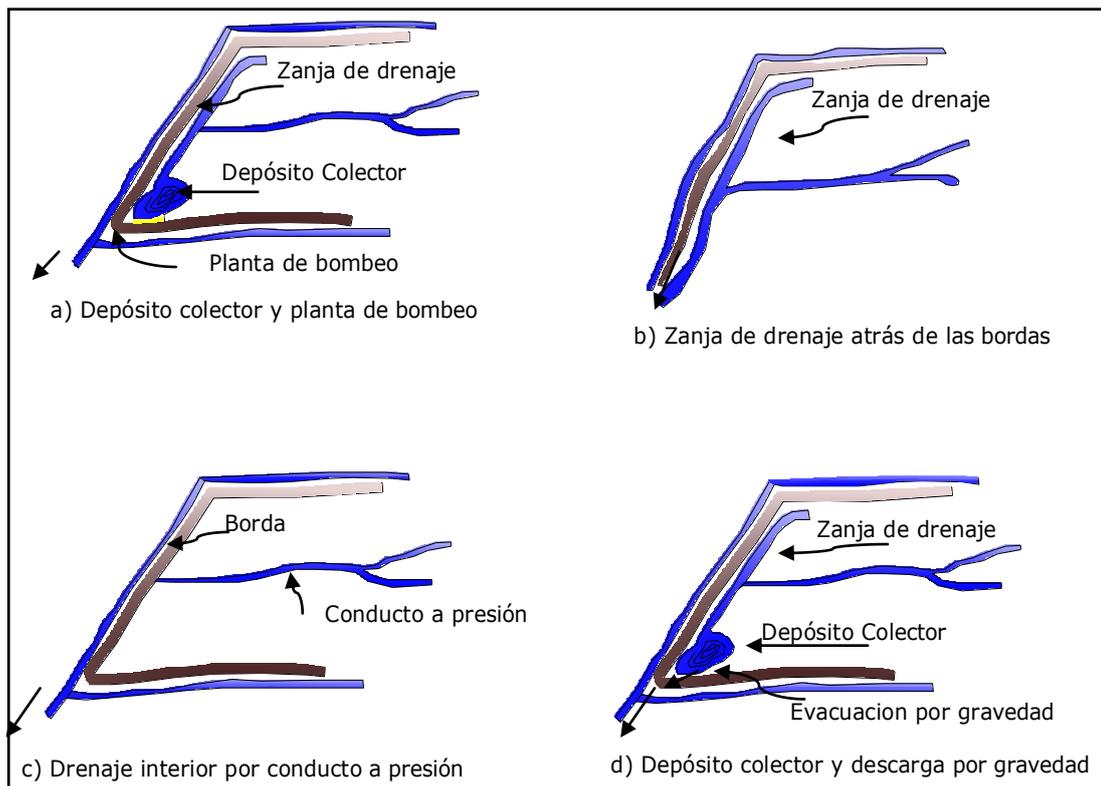
- a) El agua puede recogerse en un punto bajo y bombearse sobre la borda durante las avenidas cuando el escurrimiento por gravedad a través de las compuertas de salida sea imposible. (Ver Figura 6.10a)
- b) El agua puede recogerse en un canal abierto sobre el lado interno de la borda que da al terreno y deriva aguas abajo en algún punto en donde la descarga por gravedad sea siempre posible. (Ver Figura 6.10b)
- c) Introducir las corrientes tributarias a un conducto a presión cuyo extremo de aguas arriba esté en un nivel tal que permita el escurrimiento por gravedad hacia la corriente principal todo el tiempo. Esta medida solo es factible si el terreno alto está

tan lejos de la corriente principal como para hacer excesivos los costos del conducto. (Ver Figura 6.10c)

d) Recoger el agua en un depósito de almacenamiento hasta que la descarga por gravedad a la corriente sea posible. Esto resulta impráctico si los periodos de aguas altas en la corriente son de larga duración.

Aun cuando la solución más ampliamente usada es la de la planta de bombeo con una cantidad limitada de almacenamiento para reducir las variaciones en la carga de bombeo, la mejor solución para un problema determinado dependerá de la topografía local y de las características de la corriente.

Figura 6.10. Drenaje Interior de áreas bordeadas.



e) Mantenimiento de las bordas.

Hay muchas causas posibles para las fallas de las bordas y ninguna borda puede considerarse como segura durante una avenida.

Las condiciones de la cimentación y los materiales de construcción para las bordas rara vez son totalmente satisfactorios y, por consiguiente, siempre existe el riesgo de falla.

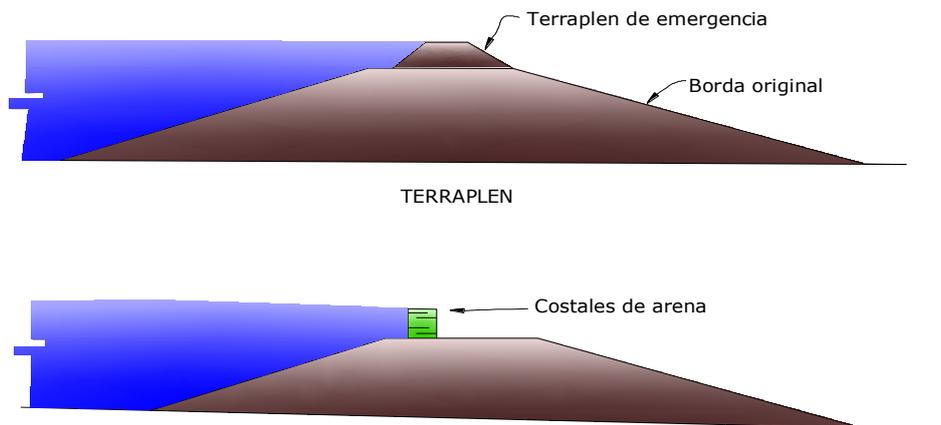
- ❖ La socavación del banco de la corriente puede producir la falla al pie de la borda del lado del río.
- ❖ Los conductos dejados por la descomposición de las raíces pueden iniciar la erosión destructiva llevando a la borda a la falla.
- ❖ La infiltración a través del material de cimentación en los altos niveles del río puede generar un montículo de arena y la remoción del material por tubificación a través del montículo puede formar un conducto que puede sufrir un colapso bajo el peso de la borda.
- ❖ Los animales pueden dañar las bordas cuando buscan alimentos tales como zacate u otros cultivos.

Por todo lo expuesto anteriormente, las bordas deben ser sometidas a una inspección anual para la búsqueda de evidencia de socavaciones peligrosas en los bancos, lugares débiles creados por los animales o la vegetación, asentamientos de la cimentación, derrames, y deslizamientos de los bancos, erosión alrededor de las bordas y cualquier otra fuente de peligro. Cualquier condición de éstas debe corregirse prontamente para evitar futuras desgracias. Algunas veces es necesario llevar a cabo una serie de actividades con el fin de mantener la efectividad de una borda.

La socavación de los banco puede estar ocurriendo sin ser advertida bajo las aguas de avenida, pero si se le detecta puede algunas veces controlarse vaciando rocas o costales de arena en el área de la socavación. Si la filtración causa un deslizamiento sobre el lado del terreno de la borda, este talud puede reforzarse con madera o ramas y darle peso con costales de arena.

Cuando las aguas del río crecen durante la avenida es posible que en algunos casos sea necesaria una sobreelevación de la borda. Una borda puede levantarse hasta 0.75 m con tierra tomada en el lado del terreno del terraplén o con sacos llenos de tierra (Figura 6.11). Si se hace necesario hacer una mayor elevación, podría construirse un muro de madera apoyado en costales de arena o tierra.

Figura 6.11. Sobreelevación en las bordas.



Si ya no es posible defender la borda existente, puede construirse una borda de refuerzo para contener a las aguas de avenida que entrarían por una rotura en la borda principal. La localización de esta borda de refuerzo debe seleccionarse con base en la factibilidad y rapidez de construcción, aunque debe protegerse la mayor superficie de terrenos y propiedades posible sin poner en peligro toda la zona bordeada.

Los muros de encauzamiento usualmente son menos susceptibles a fallar que las bordas, pero el agua alta puede saltar un muro, o pueden socavarse sus cimientos, por lo cual estos también deben ser inspeccionados periódicamente.

f) Efecto de las bordas y los muros de encauzamiento en los niveles de los ríos.

Las bordas generalmente restringen la anchura del cauce al evitar el escurrimiento en la planicie de inundación y esto produce niveles mayores en el tramo bordeado.

Sin embargo, las mejoras al cauce que usualmente acompañan a la construcción de las bordas aumentan las velocidades y pueden anular parcial o totalmente el incremento de los niveles del agua. Si los niveles en el tramo bordeado son aumentados, los niveles también serán más altos aguas arriba del tramo bordeado. Aguas debajo de éste, los escurrimientos máximos serán incrementados debido al almacenamiento del cauce disminuido como producto del aumento general en la velocidad del escurrimiento.

El producto neto de la construcción de bordas y muros de encauzamiento depende mucho de las características de la situación. Usualmente, sin embargo, la construcción de éstos y los trabajos asociados del control de avenidas producen un incremento general en los niveles de avenida a lo largo del río, a menos que se proporcione mejoras extensivas tales como vasos de almacenamiento o cauces de alivio.

El aumento en el nivel que acompaña la construcción de bordas y muros de encauzamiento ha llegado a tener en alguna ocasiones consecuencias desafortunadas: es frecuente que zonas protegidas con bordas se encuentren en una situación de riesgo inminente y sea inundadas como consecuencias de los efectos promovidos por la construcción de nuevas bordas en la vecindad. Por tanto, el mejor programa de control de inundaciones será aquel que se desarrolle de un proyecto integral maestro y que tome en cuenta todas estas series de consideraciones.

6.4 Criterios de selección del tipo de obra de acuerdo a la zona crítica de inundación.

En principio no existe un tipo específico de obra civil que pueda brindar una protección total contra el riesgo de inundaciones en una zona determinada. En lugar de ello, debe tenerse en mente que siempre existe una probabilidad, por pequeña que sea, de que ocurra un caudal que sobrepase la magnitud del que ha sido seleccionado para proyectar las obras de protección. De esta manera la prevención debe de entenderse no como un absoluto control, que es por demás imposible sino como una mitigación de los efectos de inundaciones. El significado de esta última afirmación es el que no se puede mediante la construcción de uno o más tipos de obras civiles, influir o alterar los procesos de generación y tránsito de escorrentía en una cuenca, sino por el contrario nada más es posible tratar de asimilar sus consecuencias en una zona específica de acuerdo a la frecuencia con la que sucedan.

De acuerdo con lo anterior el diseño de los diversos tipos de obras entendidas en función de prevenir o disminuir un determinado nivel de daño asociado con una eventual inundación no es factible realizarla en forma aislada, sino, por el contrario, deben enmarcarse dentro de un plan general de inundaciones. Este plan solo estaría enfocado desde el punto de vista de realización de proyectos de ingeniería, sino también debe

comprender el desarrollo de medidas concretas en las diversas áreas que forman la actividad económica de la región, tales como el manejo adecuado de los cultivos, ordenamiento de las actividades productivas en la región, delimitación de las áreas de construcción de infraestructura de acuerdo al riesgo existente, etc. Todo ello debe estar coordinado a través de normas e instituciones que permanentemente estén dispuestas a formular y desarrollar soluciones concretas que puedan dar una respuesta efectiva al problema de las inundaciones.

Luego, si la forma de dar una solución real a la amenaza de los desbordamientos del río es a través de un plan general en diferentes áreas, en cual la realización de proyectos de ingeniería para controlar el flujo del río es solo una parte, la selección del tipo o tipos de obras civiles que se proyectaran deben seguir al menos un mínimo de criterios de enfoque con claridad hacia donde se enmarca la solución del problema, a la vez que las alternativas consideradas se encuentren en armonía con las condiciones particulares de la región de interés, para este caso, en el cantón Chilanguera.

6.4.1 Criterios para el desarrollo de proyectos de ingeniería en la prevención de inundaciones.

El objetivo de este apartado no es el de proponer mecánicamente una serie de reglas que deban cumplirse ciegamente de principio a fin, desconociendo las magnitudes de los alcances, sino más bien el dar lineamientos generales de tal manera que el análisis que de ellos se haga lleve por sí mismo a la determinación del tipo y ubicación de las obras que conviene proyectar. En este sentido se tiene las siguientes consideraciones:

a) Respecto al cauce y al flujo del río.

Uno de los principales factores que influyen en el problema de las inundaciones en la zona baja de un río es el valor nulo o casi nulo de las pendientes existentes a lo largo del cauce principal y en las áreas adyacentes. Normalmente esto ocasiona una disminución en las magnitudes de las velocidades del flujo y por lo tanto una menor capacidad de transporte de los materiales sólidos arrastrados por el río desde las partes altas y medias de la cuenca. Por lo tanto, ocurre una depositación continua de estos materiales en el lecho del

rio, lo que ocasiona un decremento en el área hidráulica efectiva del río que tendrá que transportar las futuras avenidas. Este proceso se conoce como azolvamiento.

Lo anterior es un proceso cíclico y continuo, ello quiere decir que con el transcurso del tiempo ocurren nuevas crecidas, se depositan mas materiales sólidos y así sucesivamente hasta llegar a un estado tal que la presencia de obstrucciones en el lecho del río, ya sea por troncos, rocas grandes o simplemente cúmulos de material granular, produce una alteración significativa en la forma como se desarrolla el flujo del mismo. En estas condiciones al ocurrir una avenida de gran magnitud, aparte de incrementar la depositación de sólidos en el lecho del río l sección transversal es incapaz de trasladar las cantidades tanto del gua como la de los materiales arrastrados en su seño, por lo que se produce una derivación del flujo hacia las áreas aledañas, generando los conocidos efectos de las inundaciones en las áreas habitadas cercanas al río.

En algunos casos la obstrucción al flujo por los obstáculos existentes es tal que la excesiva acumulación de partículas de suelo en ellos es capaz de formar una especie de isla o islote dentro del cauce, incrementando el efecto negativo sobre el traslado de avenidas, dado que la disminución en el área hidráulica del río es aún mayor. Obviamente esto solo ocurrirá en la zona baja susceptible a la influencia de las inundaciones.

b) Consideraciones respecto al tipo de obra que se propondrá.

Diversos aspectos deben tenerse en cuenta en la selección del tipo de obra más apropiada para el control de desbordamientos. Estos tienen relación tanto con la forma misma de la obra que se proyecte como con su ubicación en la zona de inundación y su efecto en el flujo del río en las áreas localizadas aguas abajo del mismo. Si se toma el dragado del cauce, el resultado del mismo no debería dejar en el lecho del río altas pendientes, dado que se produciría un aumento en el costo al tener que cortar mayores volúmenes de tierra.

Al hablar de dragado, no debe entenderse que por medio de él se lograra el total control de desbordamientos, dado que la magnitud que tendría tal proyecto sería tan grande que su alto costo haría imposible financiar la ejecución. Como variante, puede considerarse un dragado que simplemente restablezca tanto los fondos azolvados del río, con el objeto

de no obstaculizar el flujo, como también los márgenes que no se encuentran claramente establecidas a fin de que disminuya el riesgo de formación de lechos secundarios que favorecen los desbordamientos. El proyecto concebido de esta manera deberá ser una alternativa viable en cuanto a costos de ejecución. Sin embargo, para tener completa certeza de cuál de las dos opciones es la más conveniente, debería realizarse un estudio económico a traves del cual pueda determinarse la factibilidad y la conveniencia de desarrollar cada uno de ellos.

Sin embargo, es probable que al concebir el proyecto de dragado del cauce de esta ultima forma, existan zonas en las que todavía haya áreas cuya capacidad hidráulica sea insuficiente para trasladar el flujo de agua durante una crecida de gran magnitud. En este sentido aun es posible mantener el rio, si bien no dentro de su curso natural, pero si en áreas cercanas a él, de manera que se proteja tanto las zonas habitables como aquellas destinadas a las obtención de cultivos agrícolas. La clase de proyecto que debe desarrollarse simultáneamente en este caso es la construcción de bordas convenientemente ubicadas para prevenir la invasión del rio, a zonas aledañas en las que exista actividad económica.

Referente a las bordas, estas no deberían tener una gran altura, debido a que se ocasiona un incremento en el costo de la construcción de las mismas, por las mayores cantidades de material involucradas. Así mismo, se produce en ese caso una estructura muy esbelta que al mismo tiempo es sumamente inestable con respecto a la acción de las fuerzas inducidas por la masa de agua que retiene, lo que podría ocasionar un repentino colapso. En lugar de proyectar una estructura de gran altura, conviene más el modificar su distancia desde la ribera del rio en cada una de las secciones que se consideren, de tal manera que con un tipo de estructura de dimensiones que la hagan relativamente estable, sea posible contener las alturas de inundación. Es factible proceder de esta manera siempre y cuando la ubicación de las bordas no ponga en excesivo riesgo las zonas habitables.

En el caso de llegar a optar por un proceso en el cual se considere como objetivo primordial la rectificación de la forma del cauce del rio, deberá procurarse que el nuevo trazo del eje del rio no cruce o se aproxime a zonas actualmente habitadas, como tampoco

es conveniente que se afecten de esta manera áreas con alto rendimiento en la producción de cultivos. Así mismo el nuevo trazo que se seleccione no debería favorecer un comportamiento inadecuado del flujo del río, ocasionando la formación de nuevos meandros. La selección de la nueva orientación del cauce del río también debe proyectarse de manera que no sea necesario realizar cortes excesivos en el terreno natural, lo cual encarecería demasiado el costo de la realización de las bordas correspondientes.

c) Cercanía de las zonas habitadas del río.

Al momento de tomar una solución ante el persistente problema de la ocurrencia de inundaciones en la zona baja de un río, en principio, sería preferible optar por la total evacuación de los habitantes de dicha zona en función de no arriesgar en ningún sentido sus vidas. Sin embargo esto no siempre es factible dado que por lo general existen factores económicos que se deben considerar. Por ejemplo el traslado de los habitantes hacia otras zonas implica tanto la pérdida de sus antiguas viviendas como la erogación de fondos para la adquisición de nuevos terrenos y viviendas. A ello debe agregársele el hecho de que se estaría dejando inactiva una cantidad considerable de terrenos con gran capacidad de producción de cultivos, lo cual ocasiona pérdidas económicas por las cosechas que no se comercializan.

De acuerdo con lo anterior, existe un alto costo económico al realizar un proceso de evacuación de los habitantes de la zona baja susceptible a inundaciones, el cual, para el caso concreto de las condiciones económicas de pobreza existente en este país, es virtualmente imposible de financiar. Por lo tanto la única opción viable resulta ser el dar protección a las zonas actualmente habitadas en la parte del cantón Chilanguera en función de disminuir los efectos de las inundaciones.

Además de proponer un grupo de medidas concretas, de las cuales el diseño de obras civiles es solo parte, una alternativa viable es establecer una zonificación de las actividades productivas de los habitantes de las áreas susceptibles de inundaciones, con el objeto de adecuarles a las condiciones de riesgo existentes, y de esa manera, aprovechar al máximo el tipo y cantidad de recursos existentes en la región.

Esta zonificación deberá efectuarse en términos tanto del valor económico de los productos existentes y de la inversión a futuro que representan como de la magnitud estimada de daños que ocasionaría una eventual inundación. En todo caso es de primordial importancia hacer el conocimiento de los habitantes de las zonas en peligro de inundación la magnitud del problema al que se encuentran expuestos con el objeto de tener a disposición una determinada cantidad de recursos, principalmente de tipo medico, así como reservas alimenticias, los cuales se utilizarían inmediatamente después de ocurrida una inundación.

d) Consecuencias de las fallas en las obras de protección.

Independientemente del tipo de estructura que se proyecte para el control de inundaciones, el colapso o falla de una obra de protección específica ocasionaría graves consecuencias, principalmente en la forma de daños a la economía o hasta pérdida de vidas humanas, entre los habitantes de las zonas en peligro de inundación.

Por ello, siempre debe evacuarse los habitantes de las zonas posiblemente afectadas al ocurrir una inundación. Esto no se refiere a que las obras de protección propuestas no pueden presentar determinado nivel de seguridad, sino más bien porque siempre podría ocurrir un evento cuya capacidad fuera mayor que para la que se encuentran diseñadas las obras civiles de protección.

Dado que no puede saberse con exactitud el nivel de la máxima acción a la cual se verán sometidas las estructuras para prevención de inundaciones durante su vida útil, lo único que puede hacerse es asumir con un criterio técnico, para este caso el análisis de frecuencia de crecidas, el nivel de la mayor inundación que cabe esperar ocurra, y en base a ello determinar el tipo de obra que se utilizara. Esto, por supuesto, debe realizarse recurriendo a ciertos procedimientos de diseño de ingeniería y a la vez interpretarlos con sentido práctico, lo más posible de acuerdo con las características específicas del problema en particular.

El desarrollo adecuado del procedimiento anterior permitirá impregnar a las obras seleccionadas un nivel satisfactorio acorde a las exigencias propuestas en la formulación de las soluciones para los peligros de inundación.

6.5 Selección del Tipo de Estructura de Contención.

Los siguientes factores deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de muro de contención:

- a. Localización del muro de contención propuesto, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- b. Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- c. Condiciones del terreno y agua freática.
- d. Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- e. Disponibilidad de materiales.
- f. Tiempo disponible para la construcción.
- g. Apariencia.
- h. Vida útil y mantenimiento.

Es difícil definir cuáles son las soluciones más adecuadas, siendo que en cada caso es necesario conocer las exigencias de permeabilidad o impermeabilidad, robustez, flexibilidad, rugosidad, durabilidad y economía.

Por lo que se realizó en base a características funcionales de las estructuras anteriormente descritas, la cual nos permitió evaluar todas aquellas que se consideran prácticas para la zona.

Los criterios que se han tomado de base para selección son los siguientes:

1. Capacidad para Soportar Deflexión
2. Profundidad de Fundación.

3. Interacción con la Fauna
4. Interacción con la Flora
5. Necesidad de Mano de Obra Calificada
6. Efecto en el Nivel Freático.
7. Sustitución y estabilización del Suelo.
8. Velocidad de Flujo.
9. Costos Unitarios.

Cuadro 6.6: Capacidad para Soportar Deflexión
(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Muy Buena	10.0
Buena	5.0
Mala	0.0

Cuadro 6.7: Fundación Profunda
(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Es Necesario	0.0
No es Necesario	10.0

Cuadro 6.8: Interacción con la Fauna
(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Mala	0.0
Buena	6.0

Cuadro 6.9: Interacción con la Flora
(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Mala	0.0
Buena	8.0

Cuadro 6.10: Mano de Obra Calificada.

(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Necesita	0.0
No Necesita	10.0

Cuadro 6.11: Efectos en el Nivel Freático.

(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Impermeable	0.0
Permeable	10.0

Cuadro 6.12: Sustitución y Estabilización de Suelo.

(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Si	0.0
No	10.0

Cuadro 6.13: Velocidad de Flujo.

(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Menos de 3 m/s	0.0
Más de 3 m/s	10.0

Cuadro 6.14: Costos Unitarios

(Valores Asignados).

CRITERIO	PUNTAJE
Alto	0.0
Bajo	10.0

Cuadro 6.15: Puntuación para la selección del tipo de estructura.

Parámetros De Evaluación	Concreto Reforzado	Concreto sin Refuerzo	Concreto Simple	Gaviones	Refuerzo con geotextil	Refuerzo con malla	Muros Anclados	Pilotes	Pilas o Caissons
Capacidad para soportar Flexión.	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	10.0	5.0	5.0	10.0
Fundación Profunda	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	0.0
Interacción con Fauna	6.0	6.0	6.0	6.0	0.0	0.0	6.0	6.0	6.0
Interacción con la Flora	0.0	0.0	0.0	8.0	8.0	8.0	0.0	6.0	0.0
Mano de obra Calificada	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	10.0	0.0	10.0	0.0
Efectos en el nivel Freático	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	10.0	0.0	10.0	0.0
Estabilización del suelo	0.0	0.0	0.0	10.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0
Velocidad del Flujo	10.0	10.0	10.0	10.0	0.0	0.0	10.0	0.0	10.0
Costos Unitarios	0.0	0.0	0.0	10.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0
TOTALES	16.0	16.0	16.0	84.0	48.0	48.0	31.0	47.0	36.0

De acuerdo con la puntuación mayor obtenida que es de **84.00**, la Estructura a utilizar para nuestro diseño de Obra de Protección será el muro de **Gavión**, ya que este cumplió con las mejores características según los criterios antes mencionados.

6.6 Gaviones Para Proyectos Hidráulicos.

6.6.1 Antecedentes.

Los Gaviones es una técnica sencilla para hacer estructuras hidráulicas de bajo costo y larga duración en los países en desarrollo. Desde el siglo XVI, los Ingenieros utilizaban en Europa unas cestas de mimbre rellenas de tierra denominadas por sus inventores Italianos *Gabbioni*, o "Jaulas Grandes" para fortificar los emplazamientos militares y reforzar las orillas de los Ríos. Hoy, el Servicio de Recursos, Fomento y Aprovechamiento de Aguas (AGLW) del Departamento de Agricultura de la FAO está promoviendo la misma tecnología sencilla los "Gaviones" para utilizarlos como bloques de construcción en las estructuras hidráulicas de bajo costo y larga duración en los países en desarrollo.

6.6.2 Tipos de Gaviones

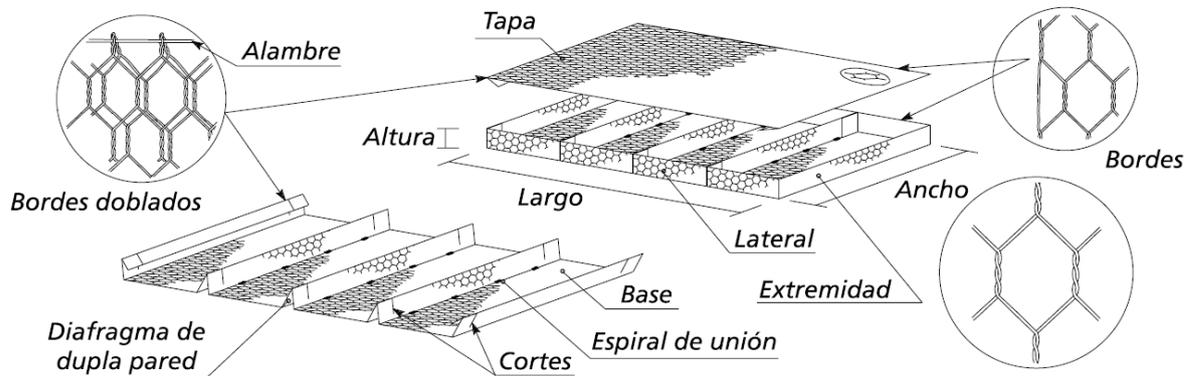
a) Colchón Reno.

Características.

El colchón Reno es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, de gran área y pequeño espesor, desarrollados especialmente para actuar como revestimiento.

Base, paredes laterales, diafragmas de doble pared y paredes de las extremidades son formadas a partir de un único paño en malla hexagonal a doble torsión. La tapa también es fabricada con un único paño de malla y es suministrada por separador. Las aristas de los paneles de malla son reforzadas con alambres de mayor diámetro. Debido al contacto constante con el agua son fabricados en alambres con revestimiento pesado de zinc y protección adicional en material plástico (ver Figura 6.12).

Figura 6.12- Elementos constituyentes de los Colchones Reno.



Fuente: Maccaferri

El paño que forma la base es doblado, durante la producción, para formar los diafragmas, uno a cada metro, los cuales dividen el colchón en celdas de aproximadamente dos metros cuadrados. En obra, el colchón es desdoblado y montado para que asuma la forma de paralelepípedo. Posteriormente es transportado y ubicado conforme a lo especificado en el proyecto y debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal. Son estructuras flexibles adecuadas para la construcción de obras complementarias tales como plataformas de deformación para proteger la base de los muros, canaletas de drenaje, revestimiento de taludes además de su función principal, que es actuar como revestimiento flexible de márgenes y fondos de cursos de agua.

La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestido con una aleación de zinc, aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan), que confiere protección contra la corrosión. Como estos elementos trabajan en contacto constante con agua y en ambientes normalmente agresivos, utilizándose, para la producción de colchones Reno, la malla producida con alambre con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la corrosión. Se debe recordar que, aún cuando en la fase de diseño el análisis del agua indique que esta no es agresiva, es casi imposible hacer previsiones sobre cuales serán su calidad después de algunos años.

Dimensiones.

Las dimensiones de los colchones Reno son estandarizadas. Su longitud, siempre es múltiplo de 1 m, varía entre 3 m y 6 m, en cuanto a su ancho es siempre de 2 m. Su espesor puede variar entre 0,17 m, 0,23 m y 0,30 m. A pedido, pueden ser fabricados los colchones Reno a medidas diferentes de las estándar.

Cuadro 6.16: Dimensiones Estándar de Gaviones Tipo Colchón Reno.

COLCHONES RENO				
Dimensiones Estándar			Área (m ²)	Diafragmas
Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)		
3.00	2.00	0.17	6	2
4.00	2.00	0.17	8	3
5.00	2.00	0.17	10	4
6.00	2.00	0.17	12	5
3.00	2.00	0.23	6	2
4.00	2.00	0.23	8	3
5.00	2.00	0.23	10	4
6.00	2.00	0.23	12	5
3.00	2.00	0.30	6	2
4.00	2.00	0.30	8	3
5.00	2.00	0.30	10	4
6.00	2.00	0.30	12	5

Fuente: Maccaferri.

Son estructuras flexibles adecuadas para el revestimiento de márgenes y del fondo de los cursos de agua (ver Fotografías 6.16, 6.17, 6.18 y 6.19).

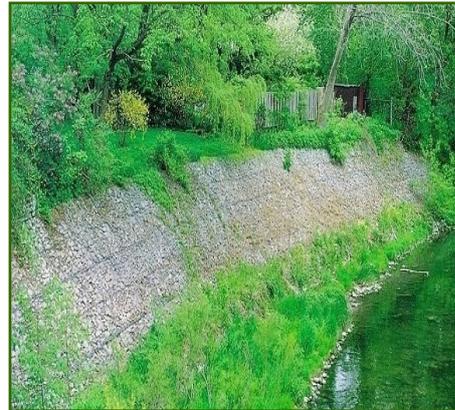
Fotografía 6.16: Canalización en Colchones Reno



Fuente: Maccaferri

Fotografía 6.18: Río Felia - Italia.

Fotografía 6.17: Integración Ambiental.



Fuente: Maccaferri.

Fotografía 6.19: Río Maroglio - Italia.



Fuente: Maccaferri.



Fuente: Maccaferri

Cuando es necesario, los colchones Reno pueden ser montados y llenados en el obrador para su posterior colocación, con el auxilio de equipamientos mecánicos (Ver Fotografía 6.20).

Fotografía 6.20: Colocación de colchones Reno. En presencia de agua.



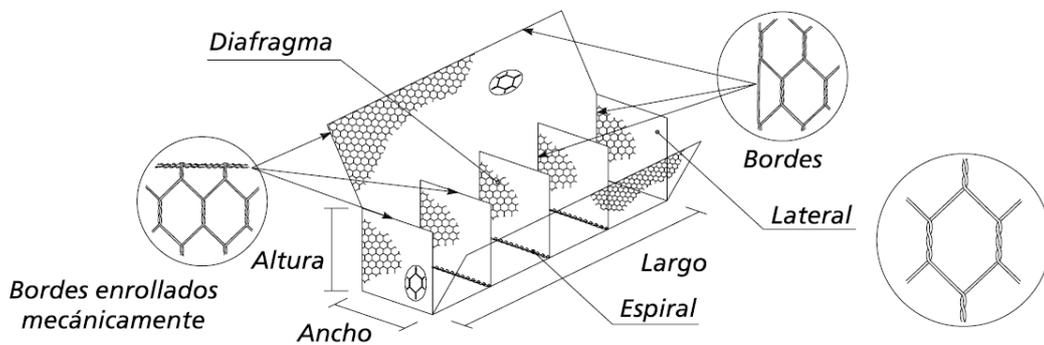
Fuente: Maccaferri.

b) Gaviones Caja

Características.

El gavión tipo caja es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera. A este paño base son unidos, durante la fabricación, paneles que formarán las dos paredes de las extremidades y los diafragmas (ver Figura 6.13).

Figura 6.13. Elementos constituyentes de los Gaviones Tipo Caja.



Fuente: Maccaferri

Después de retirado del fardo, cada elemento debe ser completamente desdoblado y montado en obra, asumiendo la forma de un paralelepípedo (Figura 6.13). Es posteriormente transportado e instalado, conforme a lo definido en el proyecto y amarrado, aún vacío, a los gaviones adyacentes.

Debe ser llenado con material pétreo, con diámetro medio nunca inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal. La red, en malla hexagonal de doble torsión, es producida con alambres de acero con bajo contenido de carbono, revestidos con una aleación de zinc (95%), aluminio (5%) y tierras raras (revestimiento Galfan®), que confiere protección contra la corrosión.

Cuando está en contacto con agua, es aconsejable que sea utilizada la malla producida con alambres con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la corrosión.

Dimensiones.

Las Dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 4 m, con excepción del gavión de 1.5 m.

El ancho es siempre de 1 m.

El alto puede ser de 0.5 m o 1.0 m.

A pedido, pueden ser fabricados gaviones caja de medidas diferentes de las estándar.

Cuadro 6.17: Dimensiones estándar de los Gaviones tipo Caja.

GAVIONES CAJA				
Dimensiones Estándar			Volumen (m³)	Diafragmas
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
1.5	1.0	0.50	0.75	-
2.0	1.0	0.50	1.00	1
3.0	1.0	0.50	1.50	2
4.0	1.0	0.50	2.00	3
1.5	1.0	1.0	1.50	-
2.0	1.0	1.0	2.00	1
3.0	1.0	1.0	3.00	2
4.0	1.0	1.0	4.00	3

Fuente: Maccaferri.

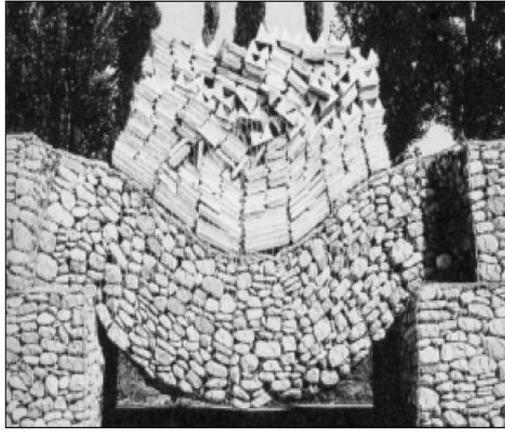
Son estructuras flexibles adecuadas para la construcción de protecciones discontinuas con espigones y obras de sostenimiento del tipo muro de contención (Ver Fotografías 6.21, 6.22, 6.23 y 6.24).

Fotografía 6.21: Detalle constructivo de obra con Gaviones Caja.



Fuente: Maccaferri

Fotografía 6.22: Prueba de carga. Realizada por Maccaferri



Fuente: Maccaferri

Fotografía 6.23: Bolivia - Detalle de las características de ser autodrenante.



Fuente: Maccaferri

Fotografía 6.24: Gavión caja siendo trasladado con grúa.



Fuente: Maccaferri.

6.7 Estructura Proyectada.

Para el control de las Inundaciones se proyecta construir Muro de Gavión a ambos costados del río haciendo un total de 3320.00 mts de longitud (según se muestra en el cuadro resumen del plano 6.4 del anexo 4), ubicados en la zona crítica que inicia desde el caserío Hacienda Vieja (2+450.00) hasta el caserío Hacienda Nueva (0+000.00). Estos Muros serán construidos según las Especificaciones Técnicas, ASTM A-90. Los detalles de las secciones con su estructura proyectada se encuentran en los Planos 6.1, 6.2, 6.3 del anexo 4.

El cauce del río con su estructura proyectada se encuentra en el Plano 6.4 del Anexo 4.

6.7.1 Obra en el Cauce de Río.

Se plantea una limpieza de la arena y todo material que dificulte el flujo del agua. Modificando así las secciones transversales en la cual los materiales removidos serán utilizados en las secciones donde se necesite relleno, sin embargo el material artificial (plástico y similar) serán seleccionados y trasladados fuera del área donde se realizara el proyecto.

6.7.2 Obra en los Márgenes del Río.

Se propone la construcción de Muro de Gavión tipo gravedad con colchón Reno, para evitar el socavamiento por infiltración, dicho muro se construirá con material propio a las especificaciones establecidas según las Normas de Diseño. La altura del muro es calculada en función a una crecida máxima según el estudio Hidráulico para un periodo de retorno de 50 años según estudio Hidrológico.

El levantamiento del sistema de defensa requiere de los siguientes puntos de interés:

1. En la alineación de los muros se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:
 - ❖ Trazado de ejes para el Muro de Gavión, procediendo a su replanteo en obra.
 - ❖ Delimitación de áreas de corte y relleno de tierra para la conformación de la cimentación.
2. Las dimensiones de los Gaviones se calcularan en función de la altura máxima obtenida del análisis Hidráulico.

6.7.3 Especificaciones Técnicas Para Gaviones.

❖ Descripción.

Este consistirá en el suministro y colocación de roca, canastas (Gaviones) de malla de alambre y colchoneta galvanizada, instalados en el sitio designado de acuerdo con estas especificaciones y de conformidad con el alineamiento, pendiente, dimensiones y

disposiciones indicadas en los planos u ordenado por el Ingeniero (ver más detalles en Anexo 6).

❖ **Materiales.**

Los Gaviones serán suministrados de varias longitudes y alturas constantes. Las longitudes serán múltiplos (2, 3 ó 4) de la anchura horizontal. Los Gaviones deberán tener una anchura uniforme.

Las dimensiones de los Gaviones podrán tener una tolerancia de 3% de los tamaños establecidos por el fabricante. Los Gaviones serán construidos de malla alambre. La malla será fabricada de alambre de acero Galvanizado, que tenga un diámetro mínimo de 2.14 mm. La resistencia a la tracción tendrá un margen de 4,140 a 5,860 Kg/cm² (60,000 a 85,000 lb/pulg²). El recubrimiento mínimo de zinc para el alambre será de 2.7 gr por 0.929 m² (0.080 onz/pie²) de superficie del alambre no cubierto, según se determina por las pruebas efectuadas de acuerdo a la forma ASTM A – 90.

❖ **Requerimiento para la Construcción.**

La malla de alambre se retorcerá de tal manera que forme una abertura hexagonal de tamaño uniforme. La malla será fabricada de tal manera que tenga la habilidad de resistir cualquier deformación o Levantamiento de cualquier torcedura o conexión que forman la malla cuando se corta una hilada de cualquier tramo de la malla. Los Gaviones serán fabricados de tal manera que todas sus partes puedan ser ensambladas en el sitio de la obra, en canastas rectangulares en los tamaños especificados. Los Gaviones serán construidos monolíticamente por cada unidad para que la resistencia y flexibilidad en los puntos de amarre de las diferentes partes sea por los menos igual a las de la malla (ver proceso constructivo de colchón Reno y Gavión Caja en Anexo 6).

Donde la longitud del Gavión excediese su anchura horizontal, el Gavión se dividirá en secciones cuyas longitudes no excedan al ancho del Gavión. La división se hará con diafragmas hechos de malla de alambre que tenga las mismas características de la usada para el Gavión. Además, el Gavión siempre tendrá diafragmas que aseguren la posición correcta de la base sin necesidad de sujetadores adicionales. Todos los bordes o

aristas perimetrales de la malla que forma el Gavión, deben ser amarrados y asegurados entre sí, para que dichos bordes tengan la misma resistencia que todo el conjunto de la malla.

El alambre usado para el amarre de los bordes (alambre perimetral) tendrá un diámetro no menor de 2.2 mm y llenará los mismos requisitos del alambre de la malla. El alambre de amarre y conexión será suministrado en cantidades suficientes para que puedan asegurar los bordes y diafragmas y además, proveer cuatro alambres atiesadores diagonales en cada sección, cuya altura será de 1/3 a 1/2 de la anchura del Gavión. Este alambre deberá llenar los mismos requisitos del alambre para la malla, excepto que el calibre podrá ser menor hasta 2 números.

❖ **Relleno de Roca.**

La roca que se usará dentro de los Gaviones deberá ser tenaz y libre de intemperizaciones y podrá obtenerse de cualquier fuente que sea aprobada por el Ingeniero. Ninguna roca será menor de 102 mm (4") (dimensión mínima), ni mayor de 330 mm (13") (dimensión máxima). El material rocoso debe tener una granulometría razonablemente graduada dentro de los tamaños límite.

❖ **Ensamble e Instalación.**

Los Gaviones serán instalados de acuerdo con las recomendaciones del fabricante. Los Gaviones deben ser colocados sobre una cimentación pareja. El alineamiento y niveles finales serán aprobados por el Ingeniero.

Cada unidad de Gavión será ensamblada por amarre conjunto de todos los bordes verticales con un embobinado a cada 102 mm (4"). Los Gaviones vacíos deberán ser colocados de acuerdo al alineamiento y niveles mostrados en los planos o como lo indique el Ingeniero. Los alambres de amarre serán usados para unir entre sí las secciones o unidades de Gavión, en la misma forma descrita para el ensamblaje. Los alambres atiesadores internos serán espaciados uniformemente y afianzados con seguridad en cada unidad de la estructura.

Una herramienta para estirar alambre de cercas o una barra de hierro pueden ser usados para estirar las canastas de alambre o mantenerlas en el alineamiento apropiado.

Los Gaviones serán llenados con la piedra colocada con cuidado manualmente o con máquina, para mantener el alineamiento sin que se formen embobamientos y con mínimo de huecos. La colocación alterna de roca y alambre de amarre será efectuada hasta que el Gavión esté lleno. Después de que el Gavión ha sido llenado, la cubierta se doblará sobre el Gavión hasta que caiga sobre todos los lados y bordes. Después la cubierta se asegurará a los lados, bordes y diafragmas con alambre de amarre, de la misma manera descrita anteriormente para el ensamblaje.

❖ **Métodos de Medición.**

La cantidad de obra que se pagará será el número de metros cúbicos de Gaviones terminados, aceptados y medidos por procesamiento establecido.

Capítulo VII
Conclusiones y
Recomendaciones.

Conclusiones.

En la Propuesta de obras hidráulicas para la mitigación de riesgos en las zonas vulnerables a inundaciones en el cantón Chilanguera causadas por el desbordamiento del río Chilanguera se llegó a las siguientes conclusiones:

1. En el cantón Chilanguera existen sectores afectados por el desbordamientos del Río Chilanguera en el sector comprendido entre los caseríos El Talpetate y Hacienda Nueva, así como también otros problemas que tienen relación directa con el desbordamiento tales como socavación, sedimentación a través de la aplicación de una metodología para la selección de zonas vulnerables a inundaciones, que permitió elegir los dos caseríos con las características más riesgosas los cuales son: Hacienda Vieja y Hacienda Nueva.
2. A través del estudio Hidráulico se comprobó que la capacidad de drenaje del Río Chilanguera en los caseríos antes mencionados es insuficiente para dar abasto al caudal generado para un periodo de retorno de 50 años (Hacienda Vieja $Q = 223.07 \text{ m}^3/\text{s}$; para el caserío Hacienda Nueva $Q = 201.21 \text{ m}^3/\text{s}$), los cuales se estimaron por medio del Método de las Isócronas y comparados con el método del Hidrograma Unitario Triangular Equivalente.
3. A través de la propuesta de obras hidráulicas para los caseríos; Hacienda Vieja y Hacienda Nueva, se logro establecer las nuevas secciones con Muro de Gaviones Caja y Colchón Reno. La propuesta del muro quedo de la siguiente forma: altura = 3.00 m, base = 4.00 m. Dichas propuestas se realizaron según las Especificaciones Técnicas ASTM A – 90.

Recomendaciones.

1. Realizar un estudio de suelos definitivo para constatar la capacidad del suelo y si este es capaz de soportar la estructura de muro de gaviones propuesta.
2. Realizar trabajos de limpieza del cauce del Río para evitar el desgaste y erosión de la estructura, y así asegurar la sostenibilidad de la obra.
3. Se recomienda que la ejecución del encauzamiento se realice en épocas secaprincipalmente los meses de Noviembre – Abril, evitando los inconvenientes de las crecientes que no se dan en esta época.
4. De no tomarse en cuenta la propuesta de obras hidráulicas de este trabajo, se recomienda a las Instituciones Encargadas Establecer un Sistema de Alerta Temprana para que los Pobladores Tengan el Suficiente Tiempo para poder abandonar sus viviendas.
5. Que las entidades correspondientes como la cooperativa de Chilanguera y la Alcaldía Municipal de Chirilagua, eviten los futuros asentamientos poblacionales cerca de los lugares identificados como susceptibles a inundaciones.
6. No dragar o extraer material dentro del cauce principal, ya que en experiencias pasadas se experimentó una disminución anormal en el flujo del caudal para la época de verano, en relación con años anteriores y reforestar las riveras del río, preferentemente en la parte alta de la sub-cuenca y también en la parte media.

Anexos

Fuentes De Consultas

Tesis Consultadas

- ❖ **Estudio de los problemas de inundaciones e inestabilidad de taludes en las zonas marginales del área metropolitana de San Salvador afectadas por el terremoto del 10 de octubre/86.**
Juan Carlos Figueroa Hernández
Margo Antonio Aquino Gudiel
Oscar Alfredo Díaz Cruz
Universidad De El Salvador, 1989

- ❖ **Guía Básica para realizar Estudios Hidrológicos en El Salvador. Universidad de El Salvador. 1997**
Sandra Elizabeth Hernández Díaz
Marisol Svetlana Montoya Alfaro
Oscar Adalberto Rodríguez López
Universidad De El Salvador, 1995

- ❖ **Caracterización de movimiento de laderas y propuesta de medidas de estabilización en los cantones San Antonio, Jocote Dulce y Boquerón.**
Emilia Carlenin Posada Espinoza.
Lidia Ibeth Vásquez Arévalo.
Universidad de El Salvador, 2006.

- ❖ **Propuesta de diseño de obras de mitigación de riesgos causadas por la inundación del río grande de san miguel en el sector suburbano.**
Baltimore Antonio Contreras Herrera.
Jorge Valentín Montepeque Parada.
Universidad de El Salvador, 2007.

Libros Consultados.

❖ **Presas de Tierra y Entroncamiento.**

Raul J. Marsal y Daniel Resendiz Nuñez.
Editorial Limusa
Primera edición 1975.

❖ **Hidrología Aplicada**

Ven Te Chow, David R. Maidment y Larry W. Mays.
Primera Edición, Bogotá 1988.

❖ **Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos**

(Editorial McGraw Hill, 1994)

❖ **Revestimiento de Canales y Cursos de Agua (Manual Técnico).**

Autores: FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica – Sao Paulo –
Brasil.
Maccaferri do Brasil.

❖ **Ingeniería Geológica**

Luís I. Gonzáles de Vallejo, Mercedes Ferrer, Luís Ortuño, Carlos Oteo.
Editorial PERSON EDUCACIÓN, S.A.

❖ **Obras de Contención (Manual Técnico).**

Autor: Prof. Dr. Pérsio Leister de Almeida Barros
Maccaferri do Brasil.

❖ **Gestión de Riesgos Urbanos Inundaciones Urbanas en El Salvador.**

Ana Deisy López Ramos
Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), Servicio Hidrológico
Nacional.

Memorias Consultadas:

- ❖ **Ordenamiento y Planificación Territorial de Chirilagua.**
Primer informe: Diagnóstico, Julio 2006.
Cooperación Española.

- ❖ **Desastres y Organización Social en el Municipio de Chirilagua.**
Centro de Protección para Desastres CEPRODE. San Salvador 1995.

- ❖ **Estructura Geologica, Historia Tectonica y Morfología de América Central.**
Gabriel Dengo.
Instituto Centroamericano de Investigación y Tecnología Industrial (ICAITI).
Guatemala.

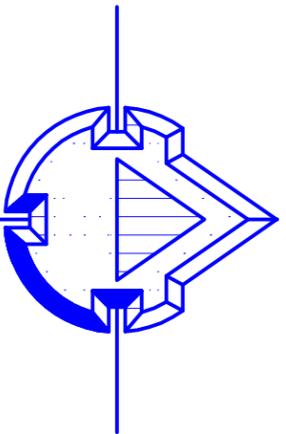
- ❖ **Monografías de San Miguel.**
Instituto Geográfico Nacional (ING), 2003

Sitios Web.

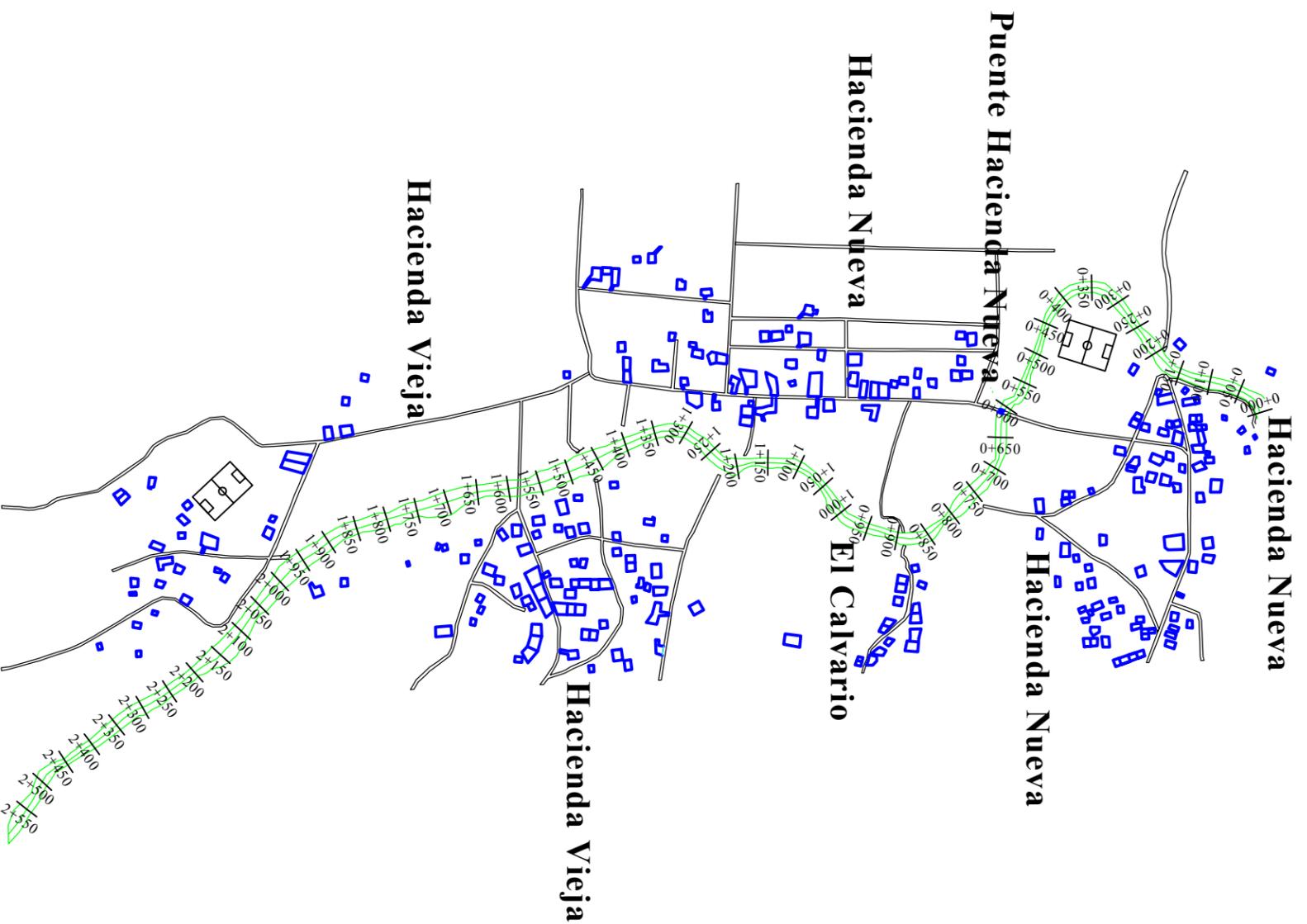
- ❖ www.snet.gob.sv
- ❖ www.marn.gob.sv
- ❖ www.cnr.gob.sv
- ❖ www.ops.org.sv
- ❖ www.geologosdelmundo.org
- ❖ www.geocities.com

Anexo 1.

Planimetría, curvas de nivel, área entre curvas, parte-aguas, corrientes principales y secundarias.



PLANIMETRIA DE ZONAS CRITICAS A INUNDACION



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
CUENCA DEL RIO CHILANGUERA

CONTENIDO:
PLANIMETRIA EN ZONAS CRITICAS DEL
CANTON CHILANGUERA

LONGITUD: 2,500 MTS.

ESCALA:
1:10,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

DIBUJO:
EDGAR
HERNANDEZ

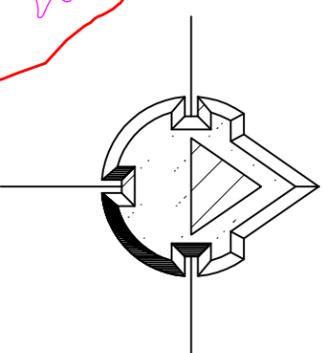
PLANO:
4.3



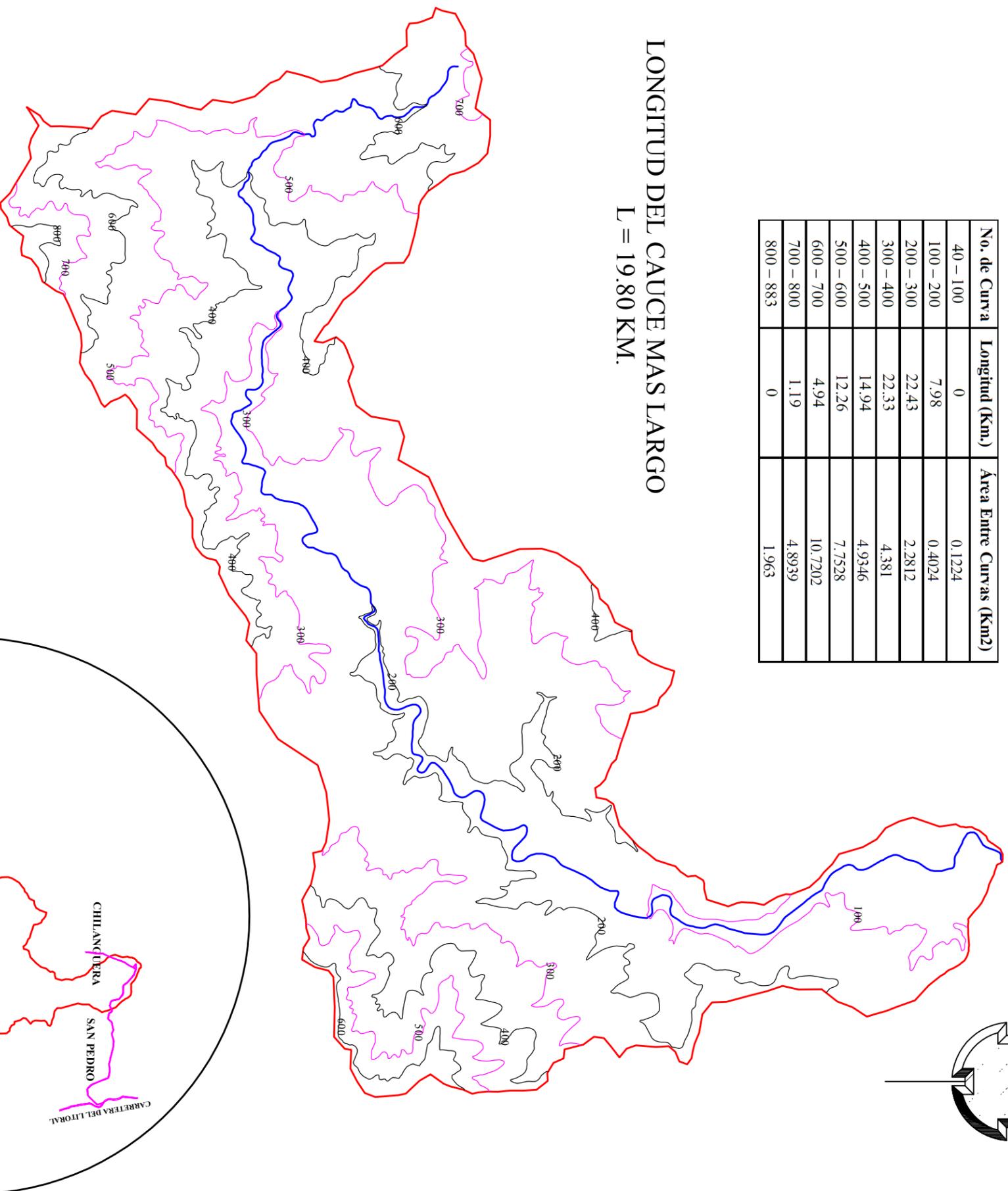
Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

CUADRO DE DISTANCIAS Y AREA ENTRE CURVAS DE NIVEL

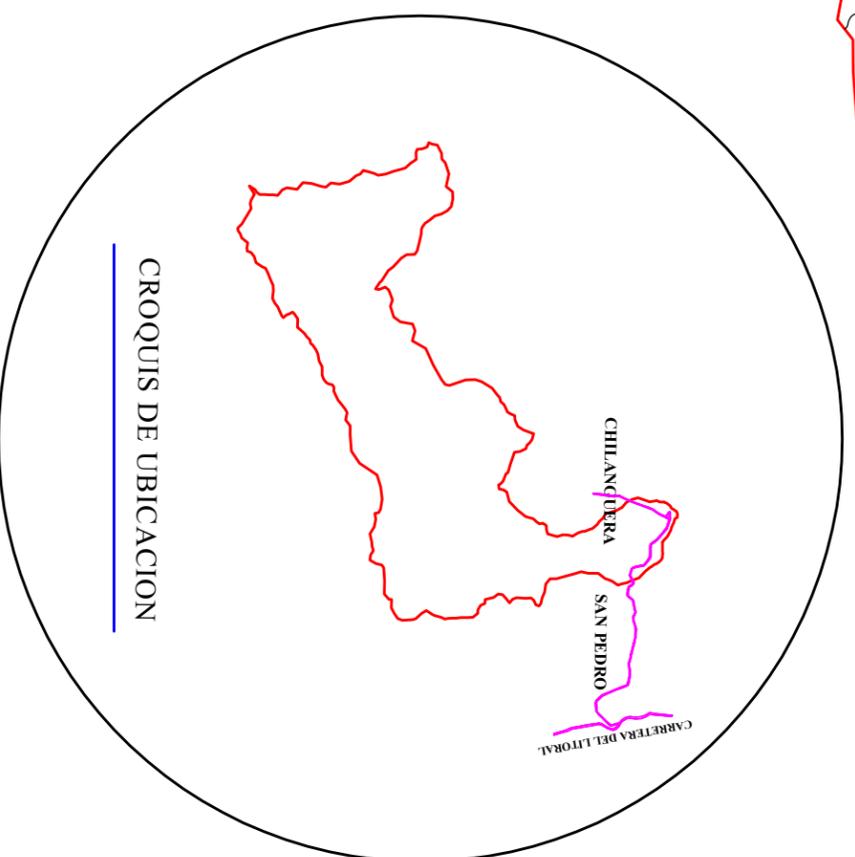
No. de Curva	Longitud (Km.)	Área Entre Curvas (Km2)
40 – 100	0	0.1224
100 – 200	7.98	0.4024
200 – 300	22.43	2.2812
300 – 400	22.33	4.381
400 – 500	14.94	4.9346
500 – 600	12.26	7.7528
600 – 700	4.94	10.7202
700 – 800	1.19	4.8939
800 – 883	0	1.963



LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO
L = 19.80 KM.



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
CUENCA DEL RIO CHILANGÜERA

CONTENIDO:
LONGITUD Y AREA ENTRE CURVAS
DE NIVEL, PUNTO DE INTERES EN
HACIENDA NUEVA

AREA: 37.45 KM²
PERIMETRO: 42.33 KM

ESCALA:
1:50,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGÜERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGÜERA"

DIBUJO:
EDGAR
HERNANDEZ

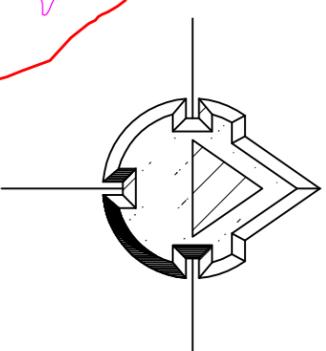
PLANO:
4.4



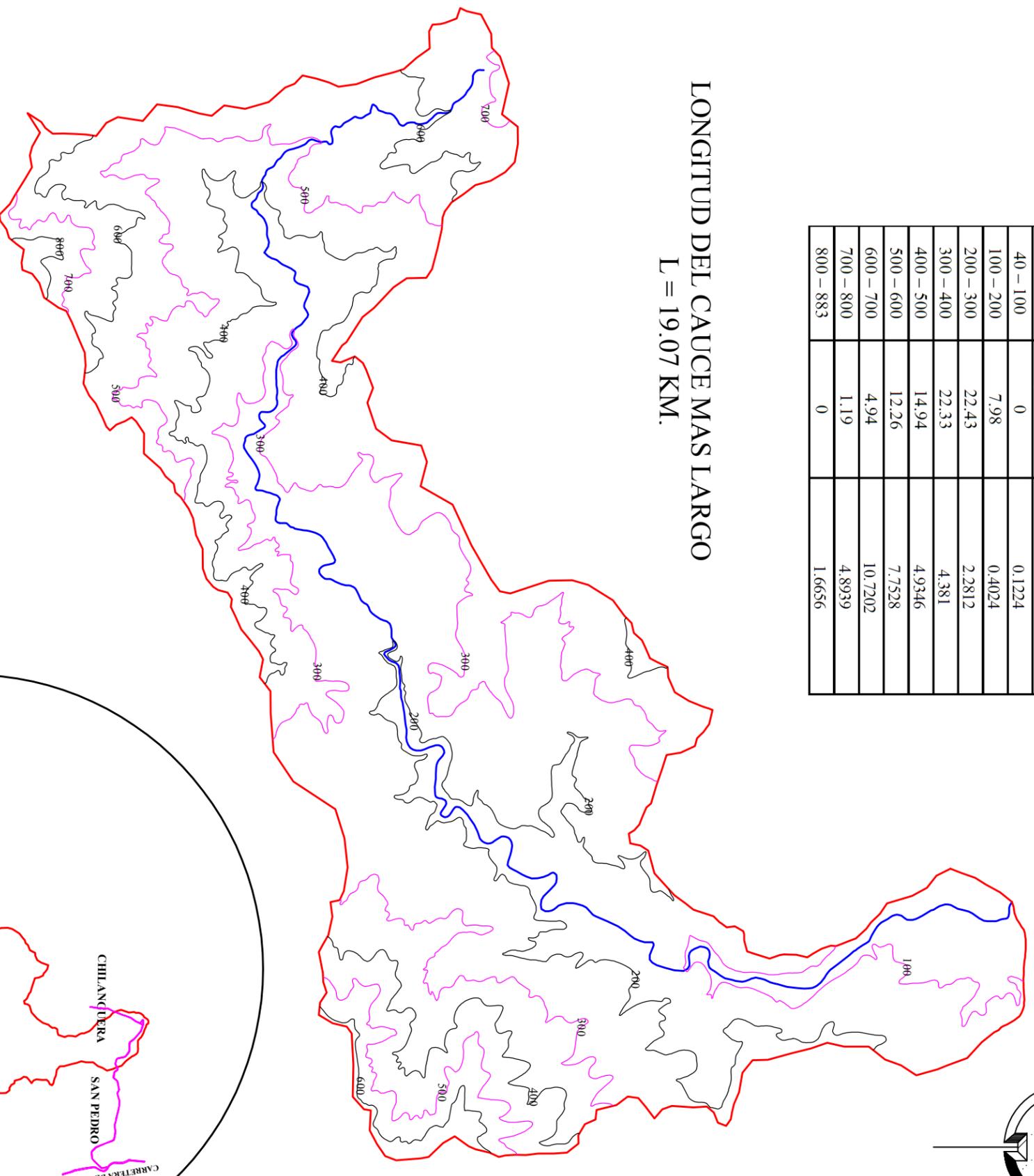
Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

CUADRO DE DISTANCIAS Y AREA ENTRE CURVAS DE NIVEL

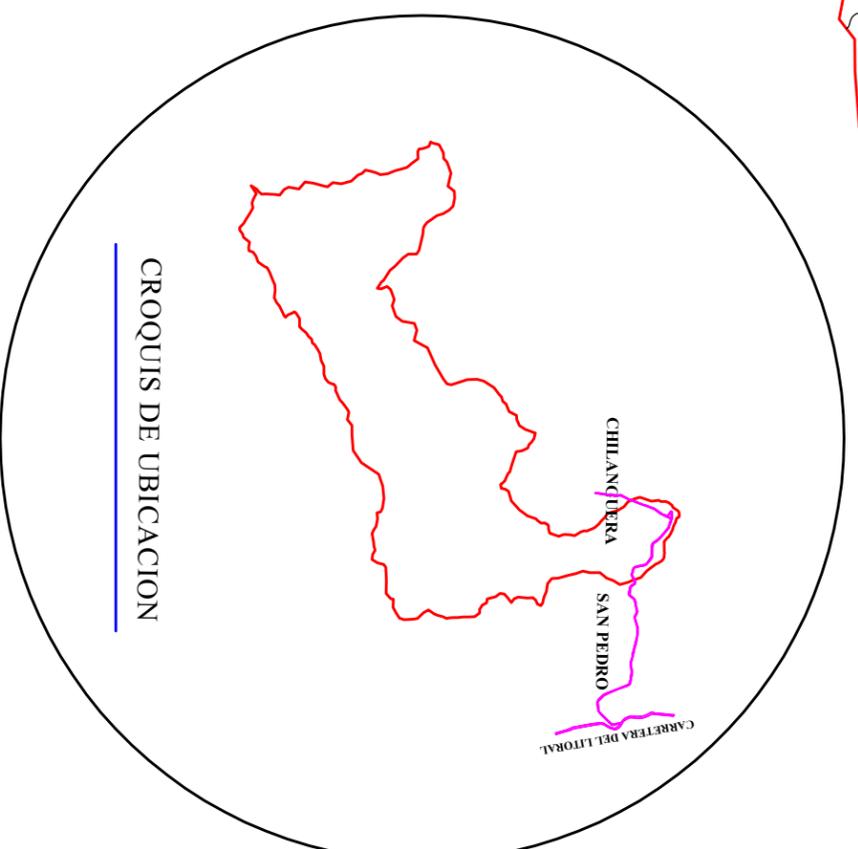
No. de Curva	Longitud (Km)	Área Entre Curvas (Km2)
40 – 100	0	0.1224
100 – 200	7.98	0.4024
200 – 300	22.43	2.2812
300 – 400	22.33	4.381
400 – 500	14.94	4.9346
500 – 600	12.26	7.7528
600 – 700	4.94	10.7202
700 – 800	1.19	4.8939
800 – 883	0	1.6656



LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO
L = 19.07 KM.



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
CUENCA DEL RIO CHILANGUERA

CONTENIDO:
LONGITUD Y AREA ENTRE CURVAS
DE NIVEL. PUNTO DE INTERES EN
PUENTE HACIENDA NUEVA

AREA: 37.45 KM²
PERIMETRO: 42.33 KM

ESCALA:
1:50,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

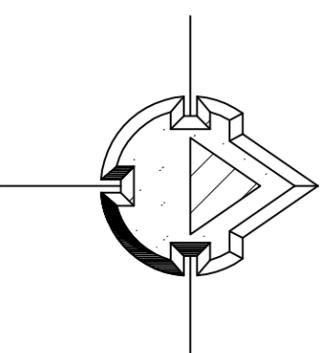
DIBUJO:
EDGAR
HERNANDEZ

PLANO:
4.5



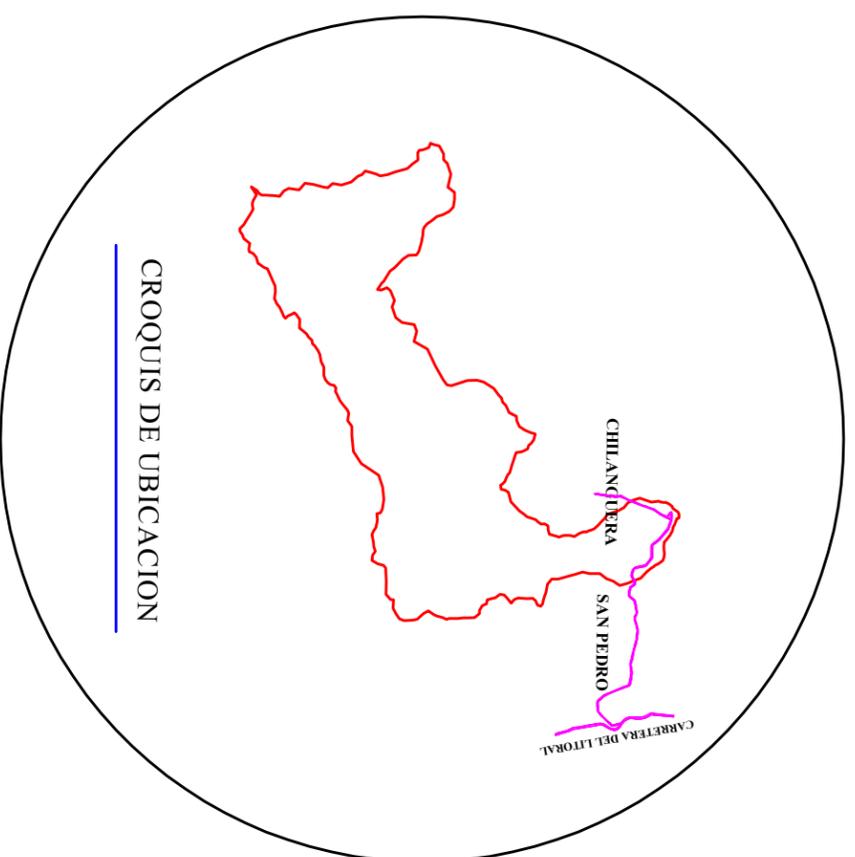
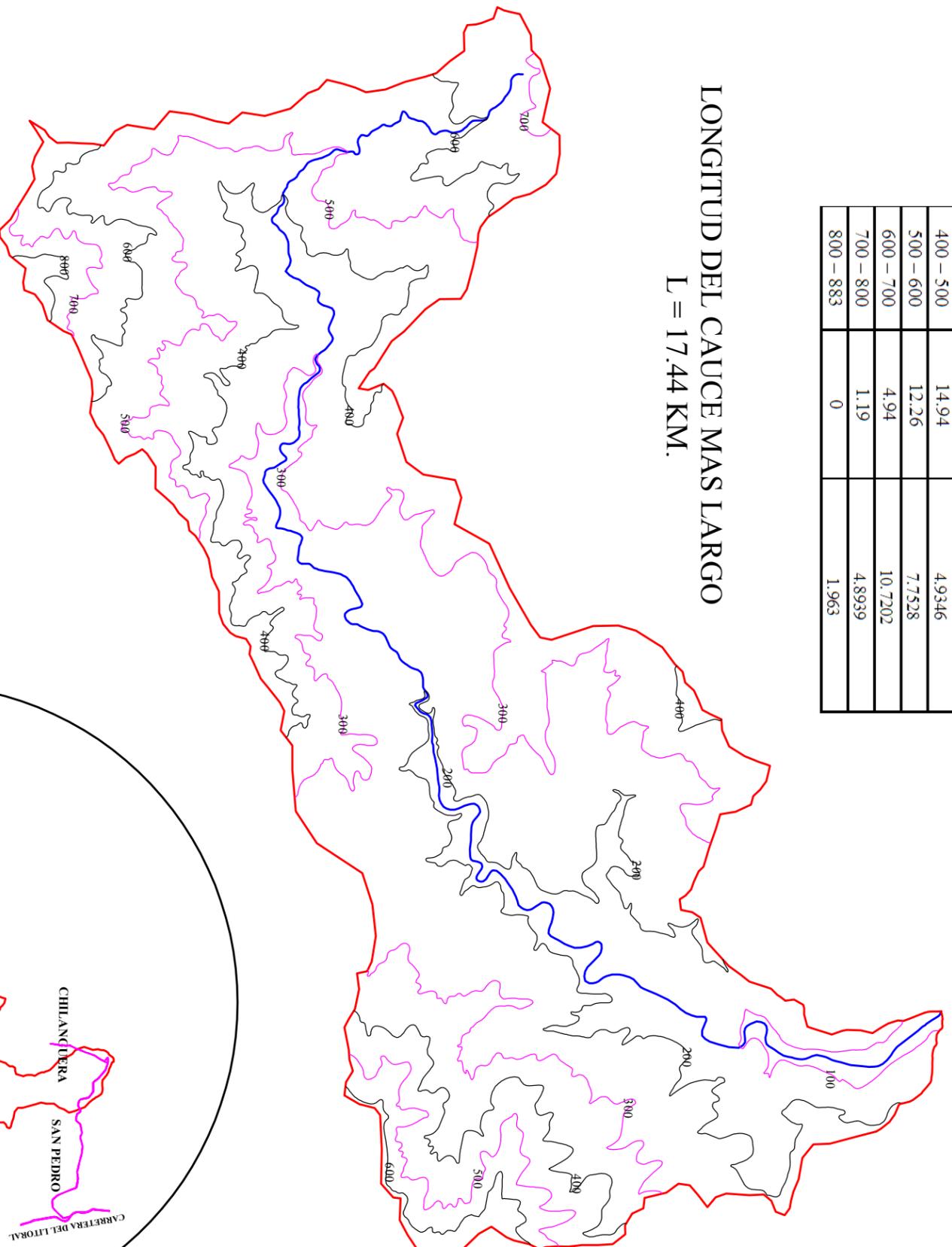
Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

CUADRO DE DISTANCIAS Y AREA ENTRE CURVAS DE NIVEL



No. de Curva	Longitud (Km.)	Área Entre Curvas (Km ²)
40 – 100	0	0.1224
100 – 200	7.98	0.4024
200 – 300	22.43	2.2812
300 – 400	22.33	4.381
400 – 500	14.94	4.9346
500 – 600	12.26	7.7528
600 – 700	4.94	10.7202
700 – 800	1.19	4.8939
800 – 883	0	1.963

LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO
L = 17.44 KM.

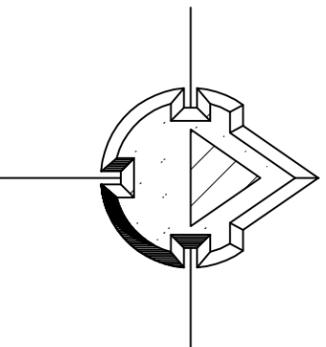


Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ	PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"	
UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA		
CONTENIDO: LONGITUD Y AREA ENTRE CURVAS DE NIVEL, PUNTO DE INTERES EN HACIENDA VIEJA		
AREA: 37.45 KM ² PERIMETRO: 42.33 KM	ESCALA: 1:50,000	DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ
	FECHA: MARZO 2010	PLANO: 4.6

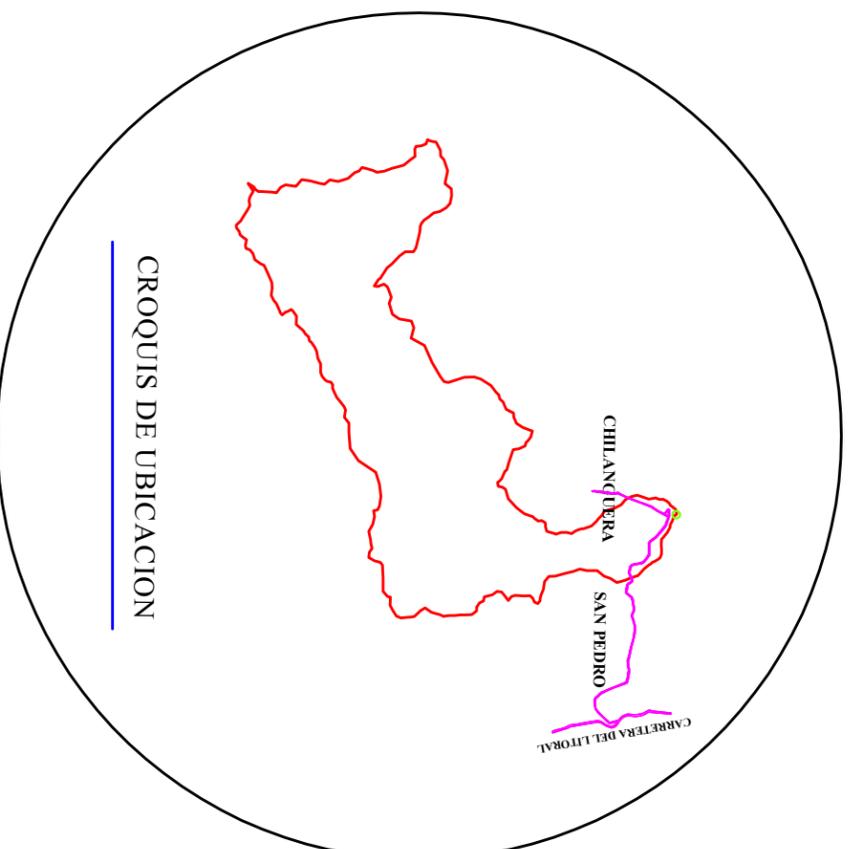
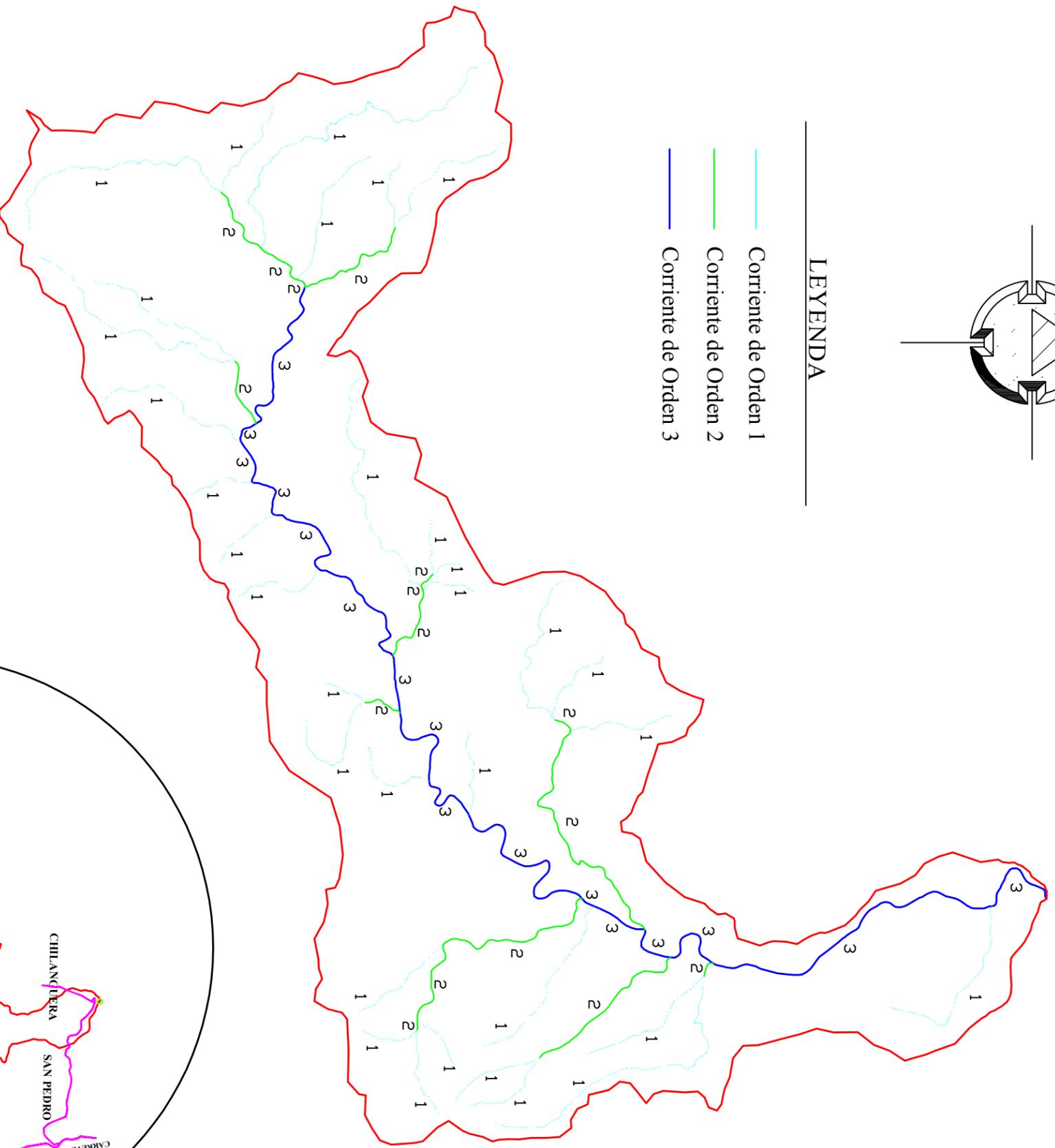


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura



LEYENDA

-  Corriente de Orden 1
-  Corriente de Orden 2
-  Corriente de Orden 3



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
CUENCA DEL RIO CHILANGUERA

CONTENIDO:
ORDEN DE CORRIENTES DE LA CUENCA
DEL RIO CHILANGUERA

AREA: 37,45 KM²
PERIMETRO: 42,33 KM

ESCALA:
1:50,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

DIBUJO:
CARLOS
QUINTEROS ARIAS

PLANO:
4.7

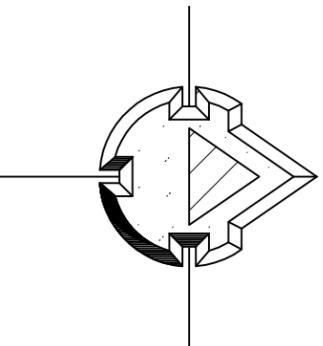


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

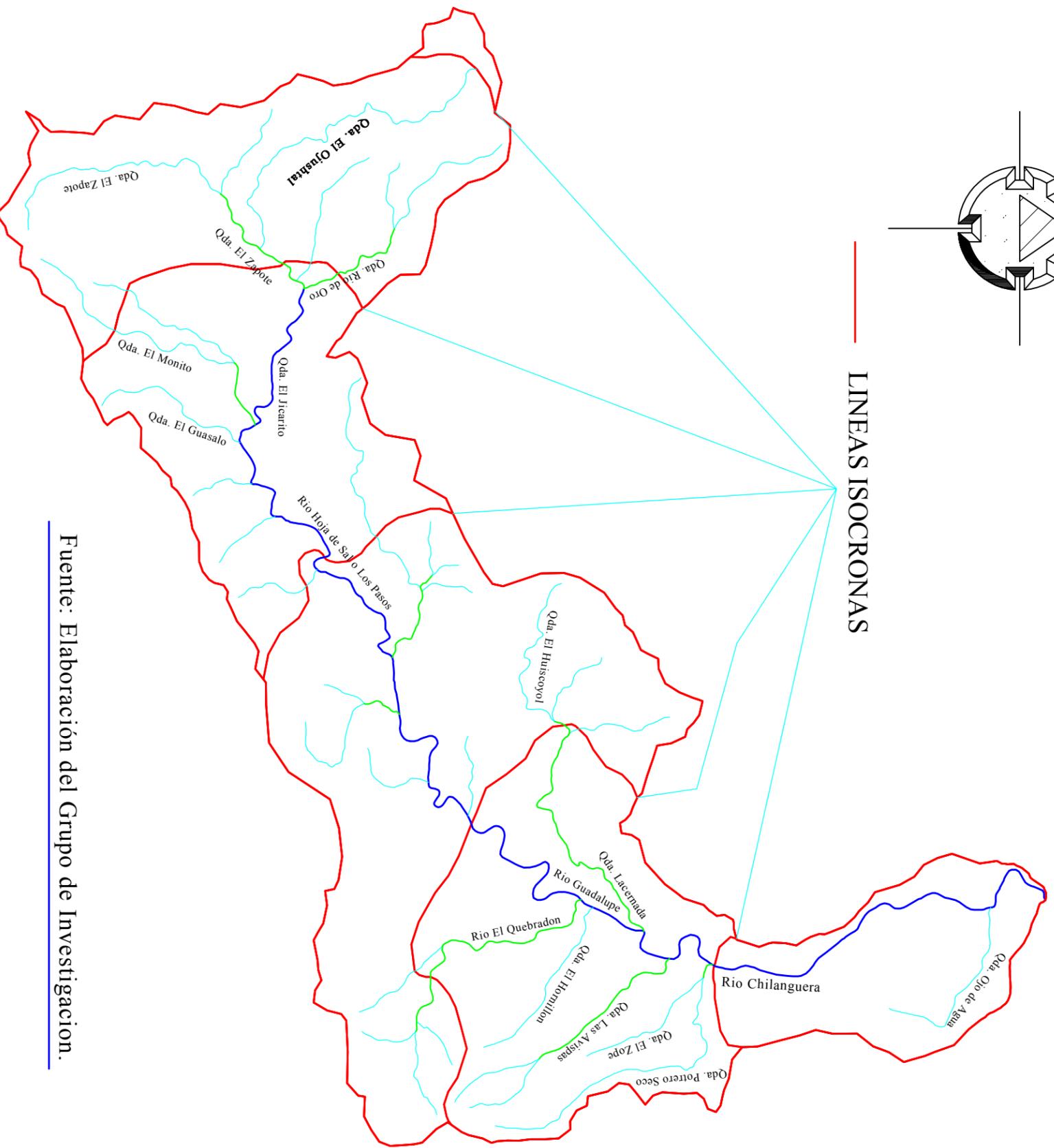
Anexo 2.

Curvas Isócronas y cuadrícula de
Horton.

CURVAS ISOCRONAS HACIENDA NUEVA



— LINEAS ISOCRONAS



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
PUNTO DE INTERES, HACIENDA NUEVA

CONTENIDO:
CURVAS ISOCRONAS DE LA
SUB-CUENCA DEL RIO CHILANGUERA

AREA: 37,45 KM²
PERIMETRO: 42,33 KM

ESCALA:
1:50.000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

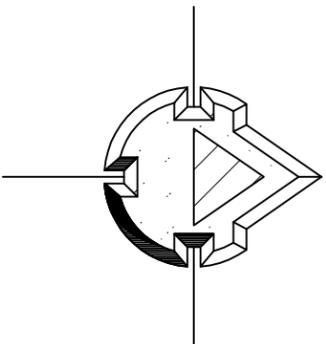
DIBUJO:
CARLOS
QUINTEROS ARIAS

PLANO:
4.8

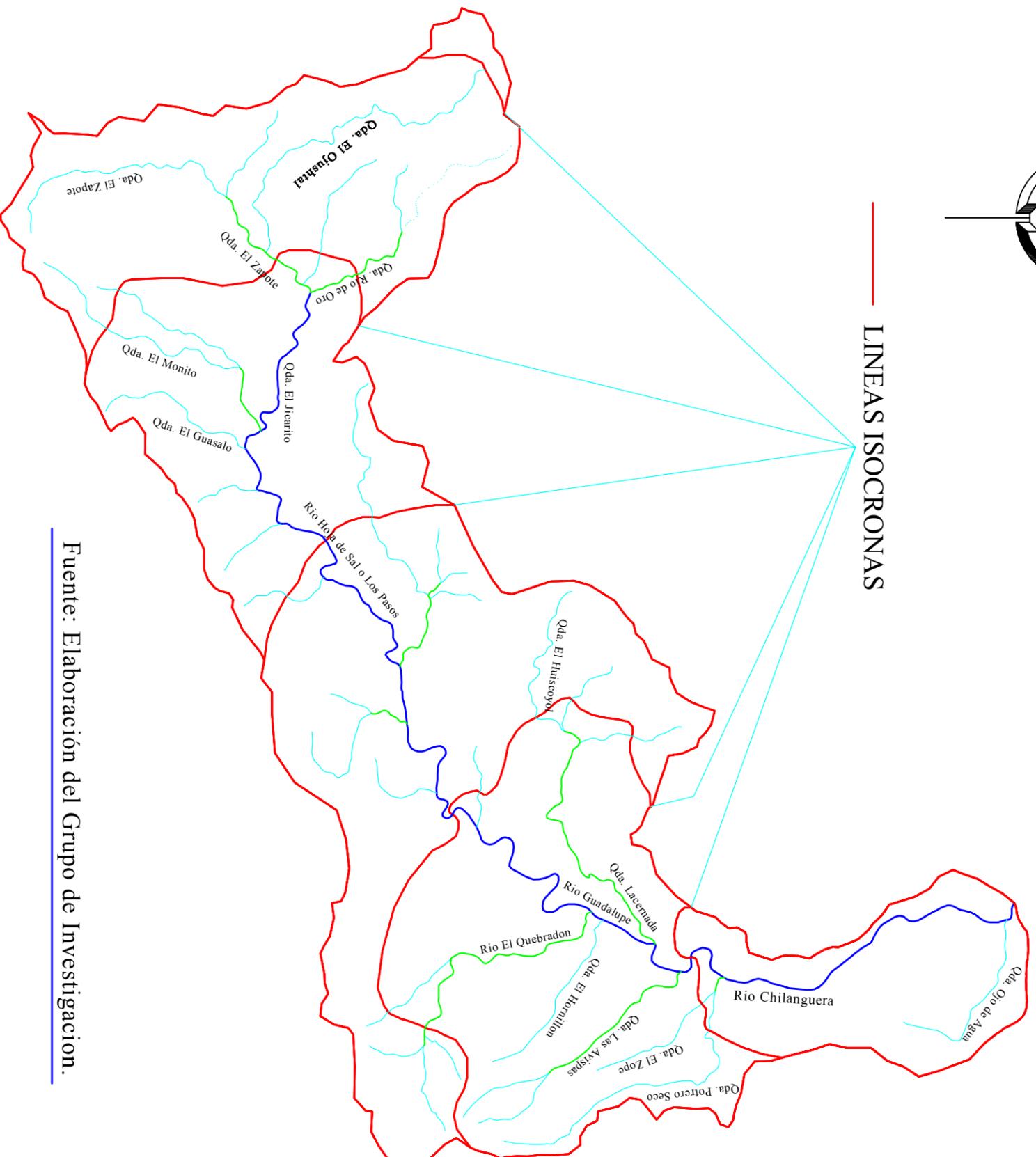


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

CURVAS ISOCRONAS PUENTE HACIENDA NUEVA



— LINEAS ISOCRONAS



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
PUNTO DE INTERES, PUENTE
HACIENDA NUEVA

CONTENIDO:
CURVAS ISOCRONAS DE LA
SUB-CUENCA DEL RIO CHILANGUERA

AREA: 37.154 KM2
PERIMETRO: 41.745 KM

ESCALA:
1:50.000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

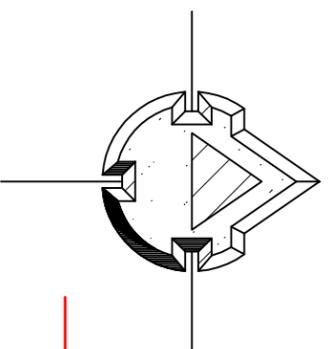
DIBUJO:
CARLOS
QUINTEROS ARIAS

PLANO:
4.9

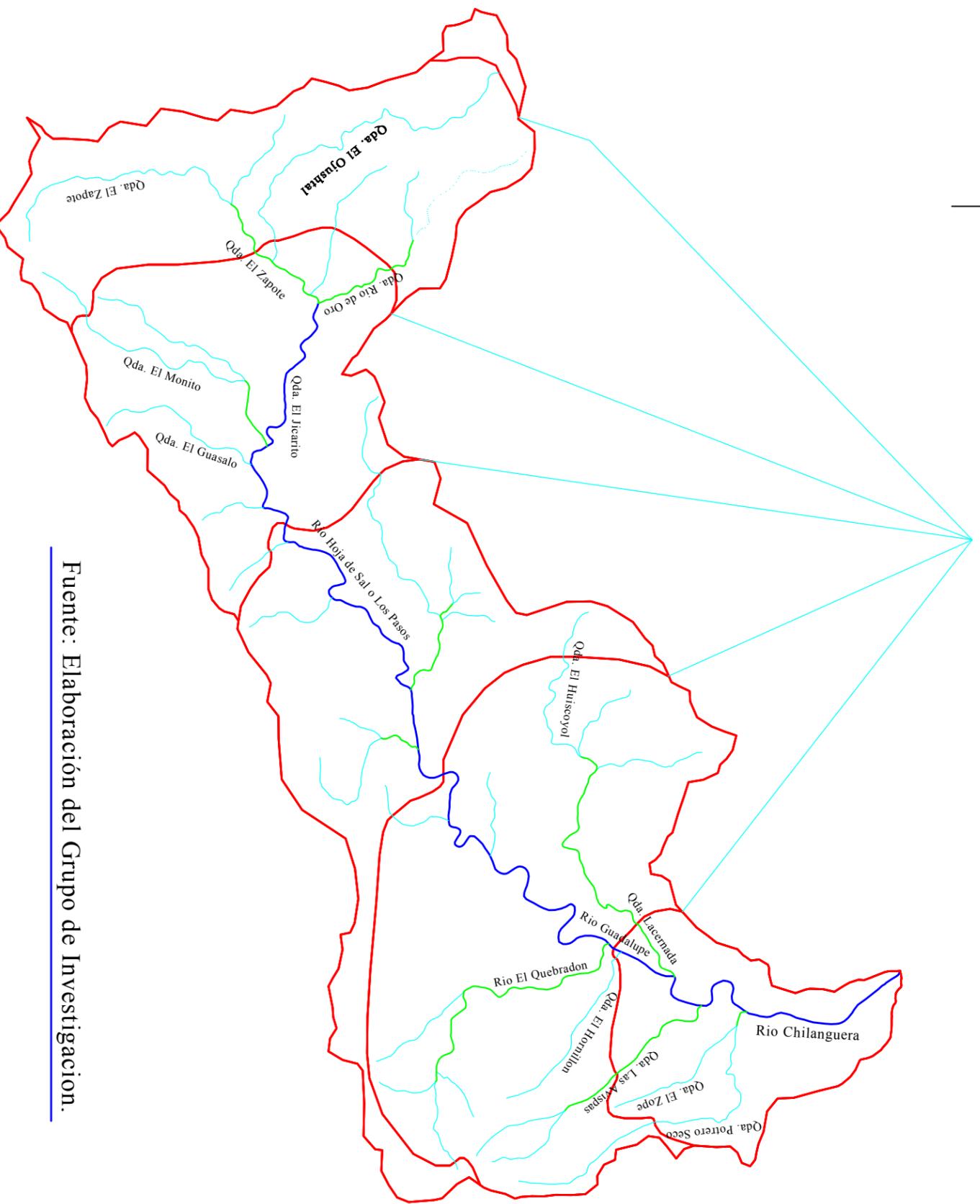


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

CURVAS ISOCRONAS HACIENDA VIEJA



— LINEAS ISOCRONAS



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
PUNTO DE INTERES, HACIENDA VIEJA

CONTENIDO:
CURVAS ISOCRONAS DE LA
SUB-CUENCA DEL RIO CHILANGUERA

AREA: 34.79 KM2
PERIMETRO: 38.04 KM

ESCALA:
1:50,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

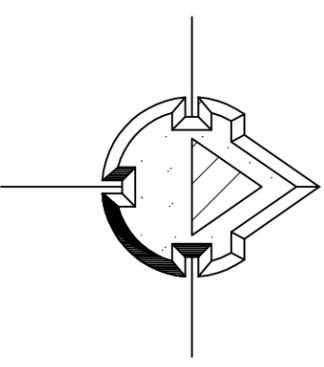
DIBUJO:
CARLOS
QUINTEROS ARIAS

PLANO:
4.10

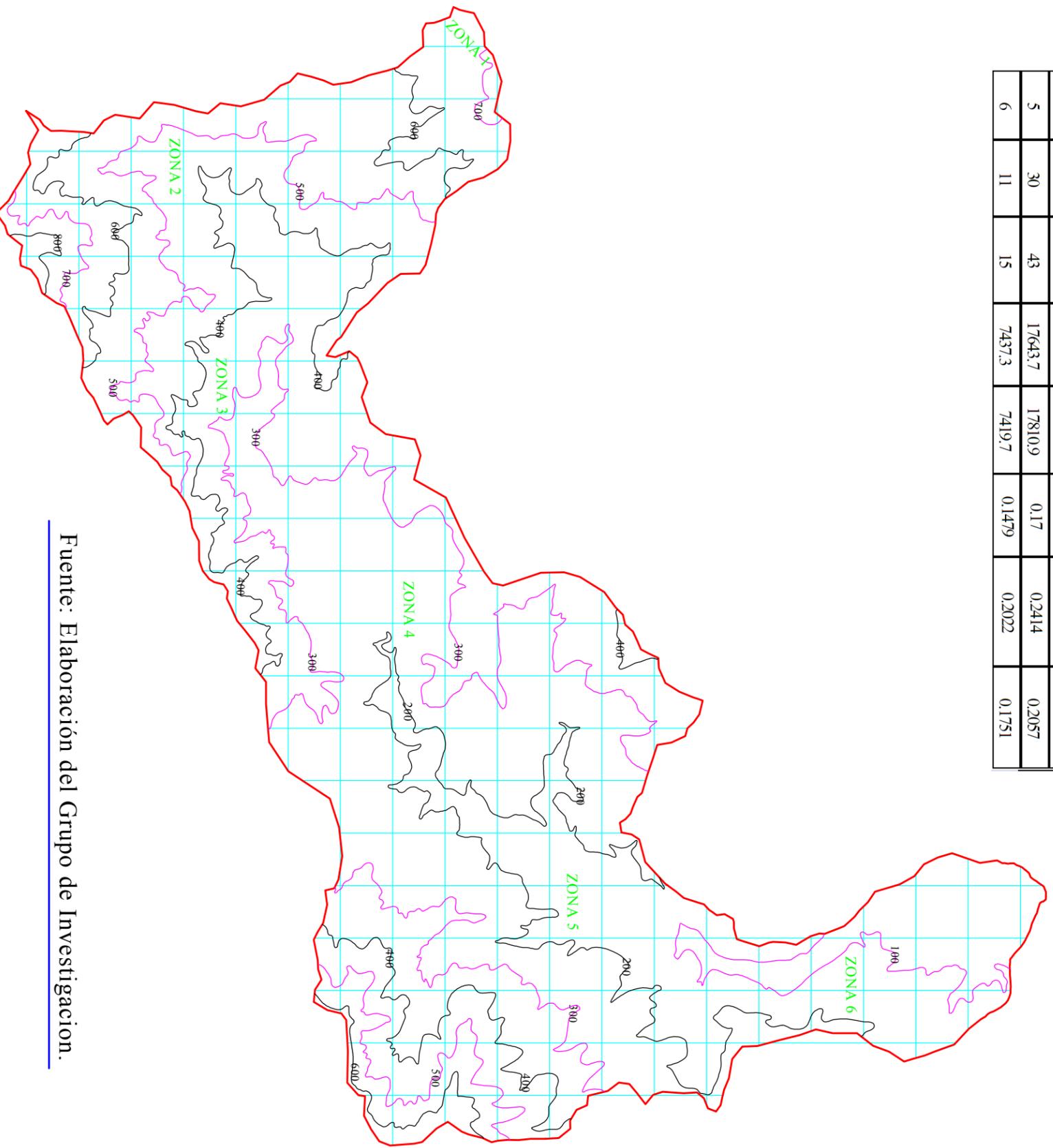


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

**CUADRICULA DE HORTON PARA EL CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DE CADA
SECTOR, PUNTO DE INTERES HACIENDA NUEVA**



Sector	Intersección		Distancias		Pendiente		pendiente del sector
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
1	0	0	635.2	635.8	0	0	0
2	33	29	14659	14787.3	0.2251	0.1961	0.2106
3	31	28	13029.4	12809.4	0.2379	0.2186	0.2283
4	40	39	19364.9	20069.4	0.2066	0.1943	0.2005
5	30	43	17643.7	17810.9	0.17	0.2414	0.2057
6	11	15	7437.3	7419.7	0.1479	0.2022	0.1751



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
PUNTO DE INTERES, HACIENDA NUEVA

CONTENIDO:
CUADRICULA DE HORTON, PARA EL
CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA
DE CADA SECTOR

AREA: 37.45 KM2
PERIMETRO: 42.33 KM

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

DIBUJO:
CARLOS
QUINTEROS ARIAS

PLANO:
4.11

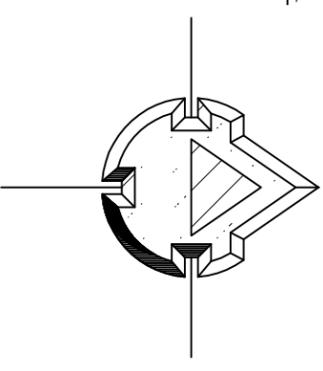
ESCALA:
1:50,000

FECHA:
MARZO 2010

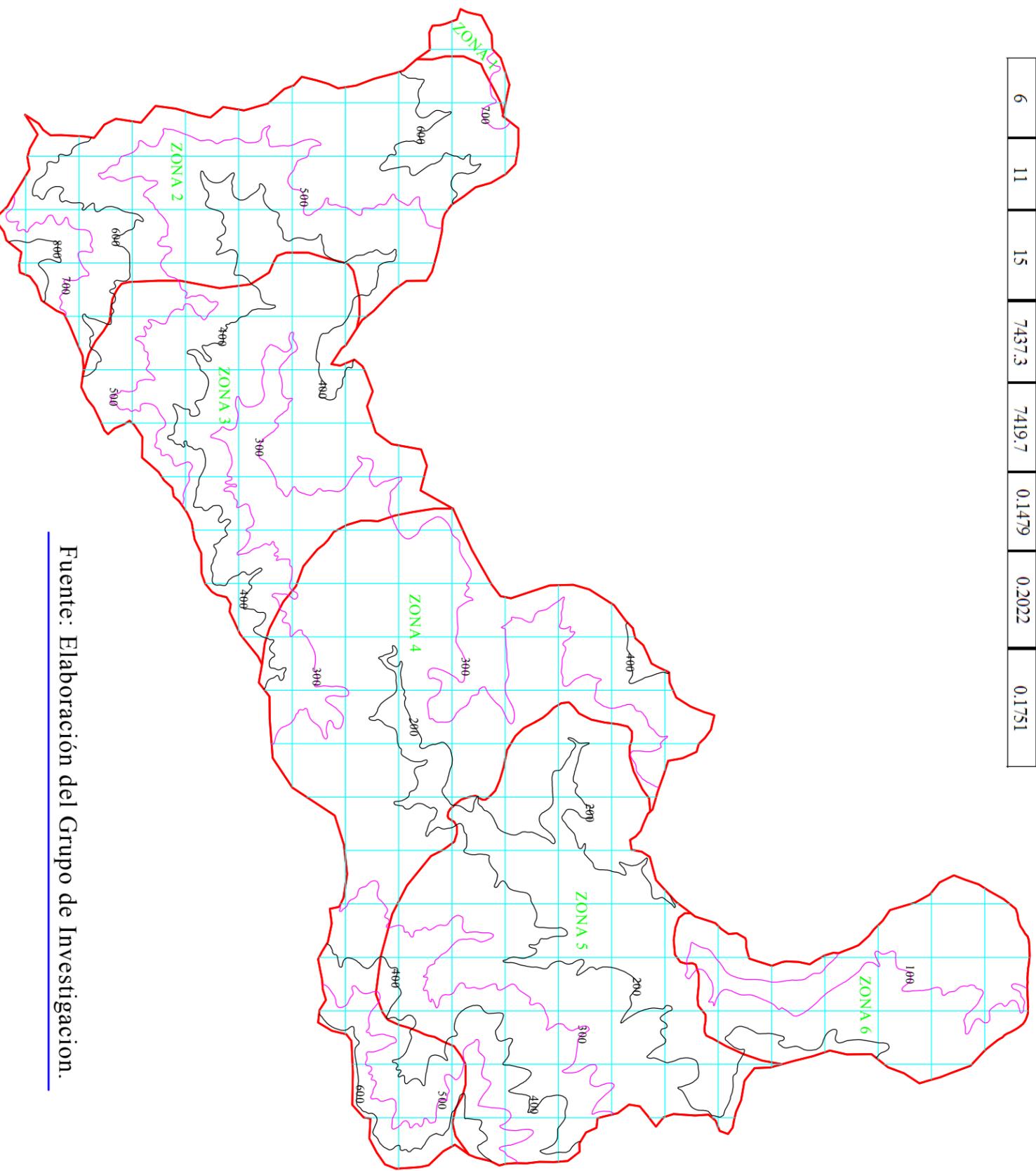


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

**CUADRICULA DE HORTON PARA EL CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DE CADA
SECTOR, PUNTO DE INTERES PUENTE HACIENDA NUEVA**



Sector	Intersección		Distancias		Pendiente		pendiente del sector
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
1	0	0	635.2	635.8	0	0	0
2	33	29	14659	14787.3	0.2251	0.1961	0.2106
3	31	28	13029.4	12809.4	0.2379	0.2186	0.2283
4	40	39	19364.9	20069.4	0.2066	0.1943	0.2005
5	30	43	17643.7	17810.9	0.17	0.2414	0.2057
6	11	15	7437.3	7419.7	0.1479	0.2022	0.1751



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
PUNTO DE INTERES, PUENTE
HACIENDA NUEVA

CONTENIDO:
CUADRICULA DE HORTON, PARA EL
CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA
DE CADA SECTOR

AREA: 37.154 KM2
PERIMETRO: 41.745 KM

ESCALA:
1:50,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

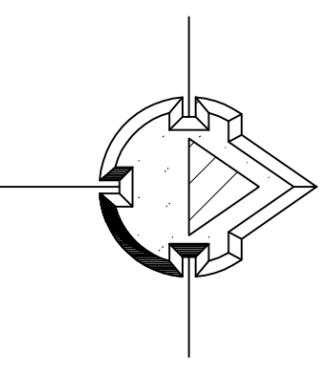
DIBUJO:
CARLOS
QUINTEROS ARIAS

PLANO:
4.12

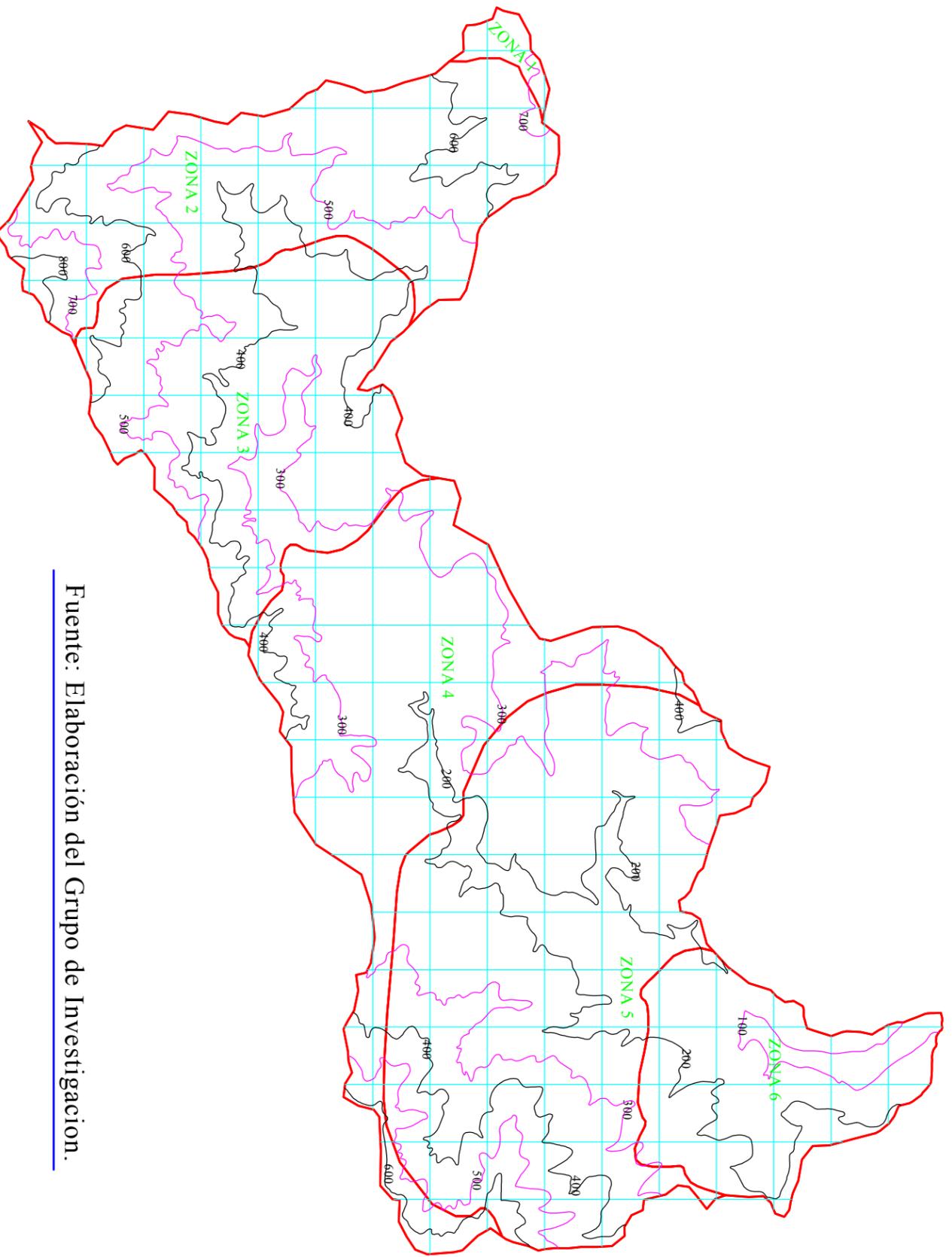


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

**CUADRICULA DE HORTON PARA EL CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA DE CADA
SECTOR, PUNTO DE INTERES HACIENDA VIEJA**



Sector	Intersección		Distancias		Pendiente		pendiente del sector
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	
1	0	0	635.2	635.8	0	0	0
2	27	26	12326	13107.2	0.219	0.1984	0.2087
3	32	27	13190.3	12319.5	0.2426	0.2192	0.2309
4	25	24	14051	14659.9	0.1779	0.1637	0.1708
5	42	52	20777	20692.8	0.2021	0.2513	0.2267
6	12	18	7039.6	7470.1	0.1705	0.241	0.2058



Fuente: Elaboración del Grupo de Investigación.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
PUNTO DE INTERES, HACIENDA VIEJA

CONTENIDO:
CUADRICULA DE HORTON, PARA EL
CALCULO DE LA PENDIENTE MEDIA
DE CADA SECTOR

AREA: 34.79 KM²
PERIMETRO: 38.04 KM

ESCALA:
1:50,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBOBARDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

DIBUJO:
CARLOS
QUINTEROS ARIAS

PLANO:
4.13



Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

Anexo 3.

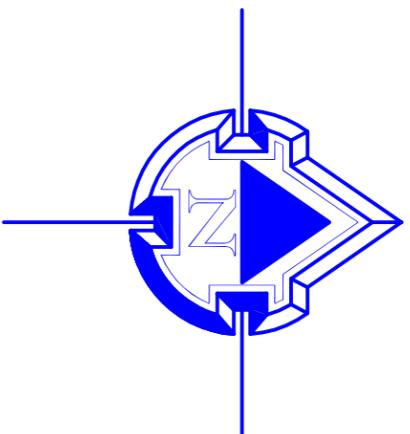
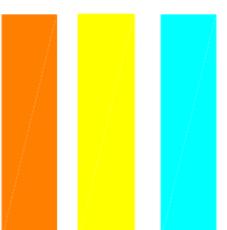
Área de Inundación, Secciones
Transversales del Rio Chilanguera.

MAPA DE INUNDACION

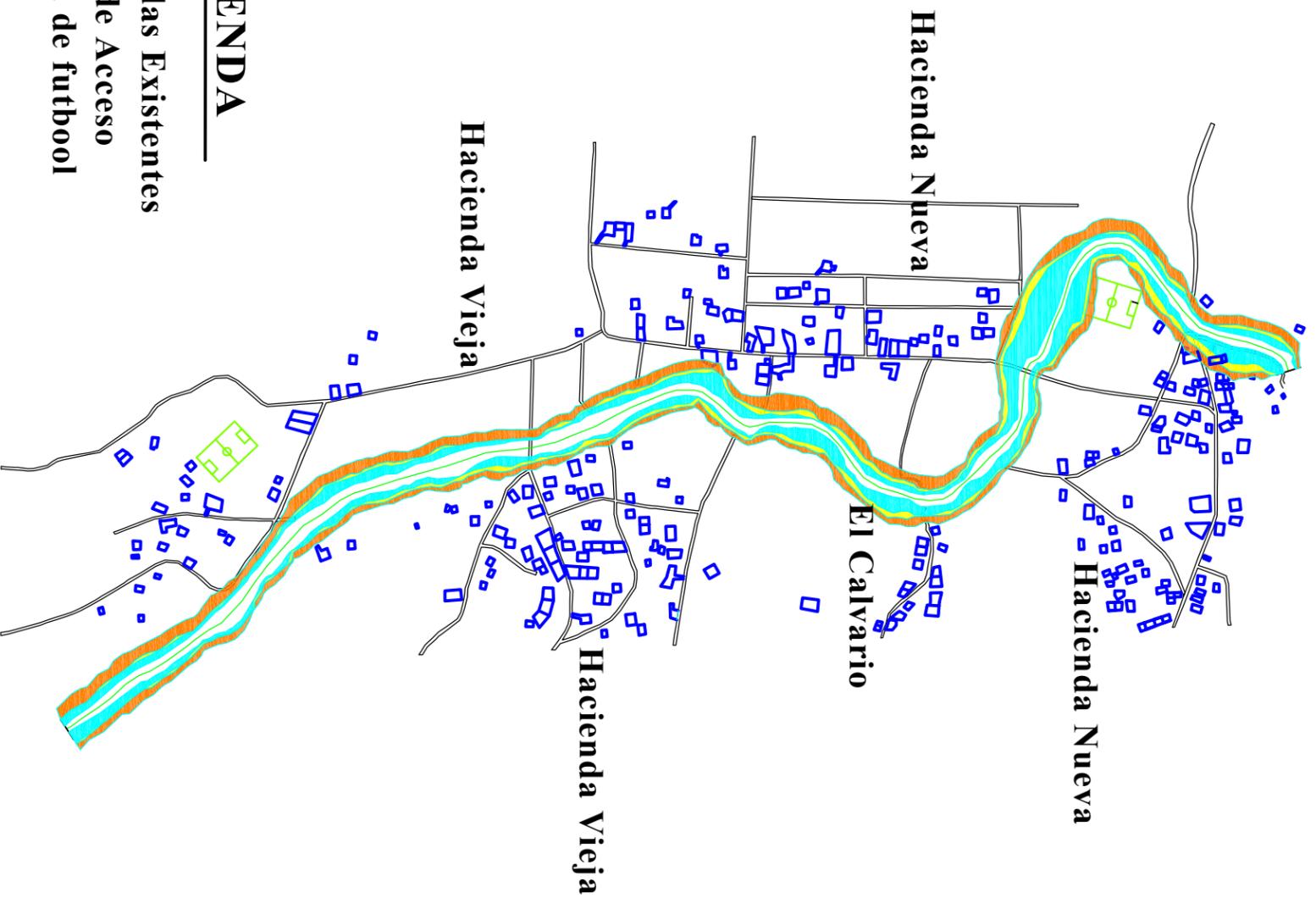
Tc = 15 minutos

Tc = 30 minutos

Tc = 60 minutos



Hacienda Nueva



LEYENDA

-  Viviendas Existentes
-  Calles de Acceso
-  Cancha de fútbol

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
CUENCA DEL RIO CHILLANGUERA

CONTENIDO:
MAPA DE INUNDACION EN LAS
COMUNIDADES EN LAS ZONAS CRITICAS A
INUNDACIONES DEL CANTON CHILLANGUERA

LONGITUD: 2,500 MTS.

ESCALA:
1:10,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILLANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBOORDAMIENTO DEL RIO CHILLANGUERA"

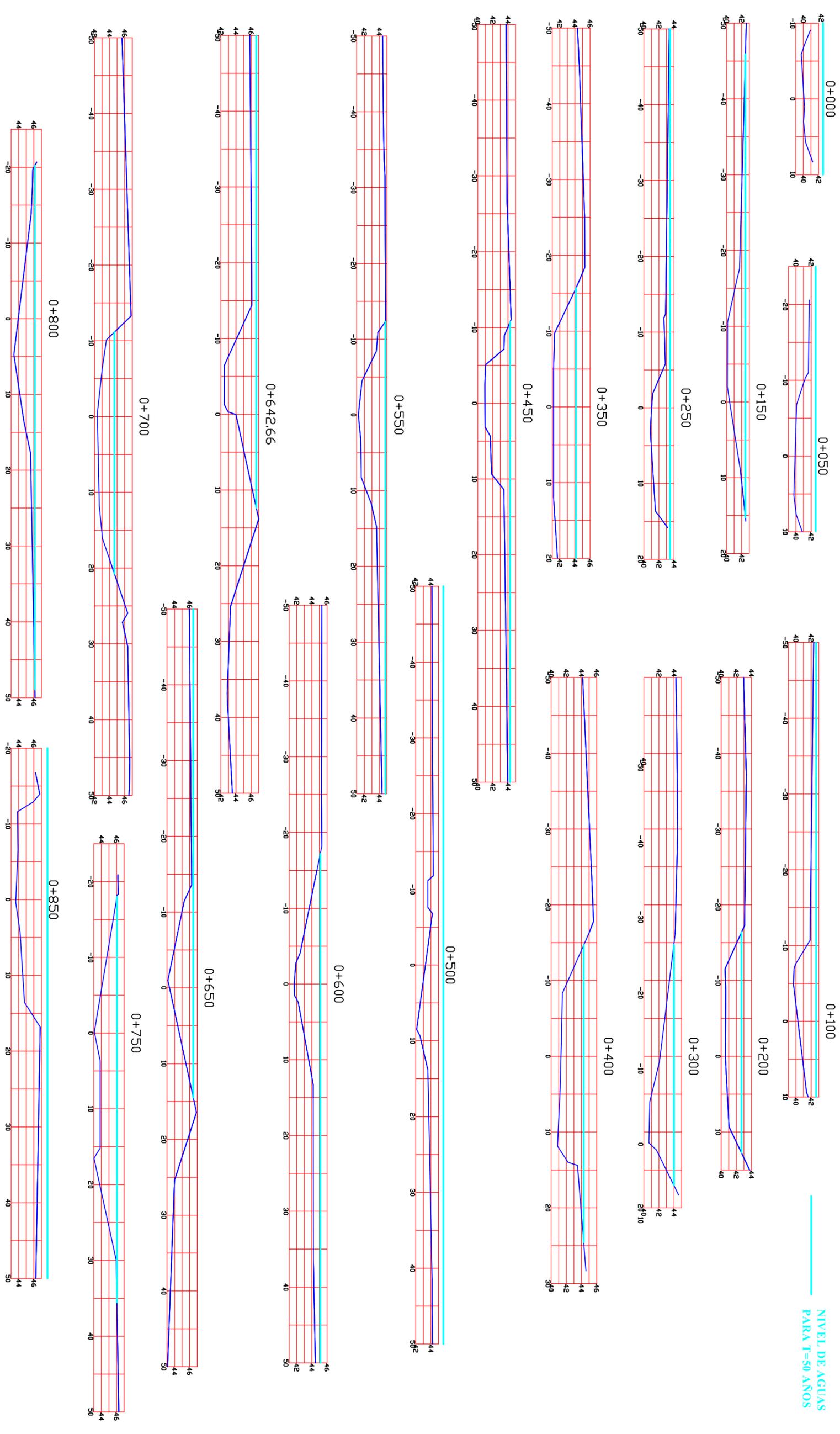
DIBUJO:
EDGAR
HERNANDEZ

PLANO:
4.17

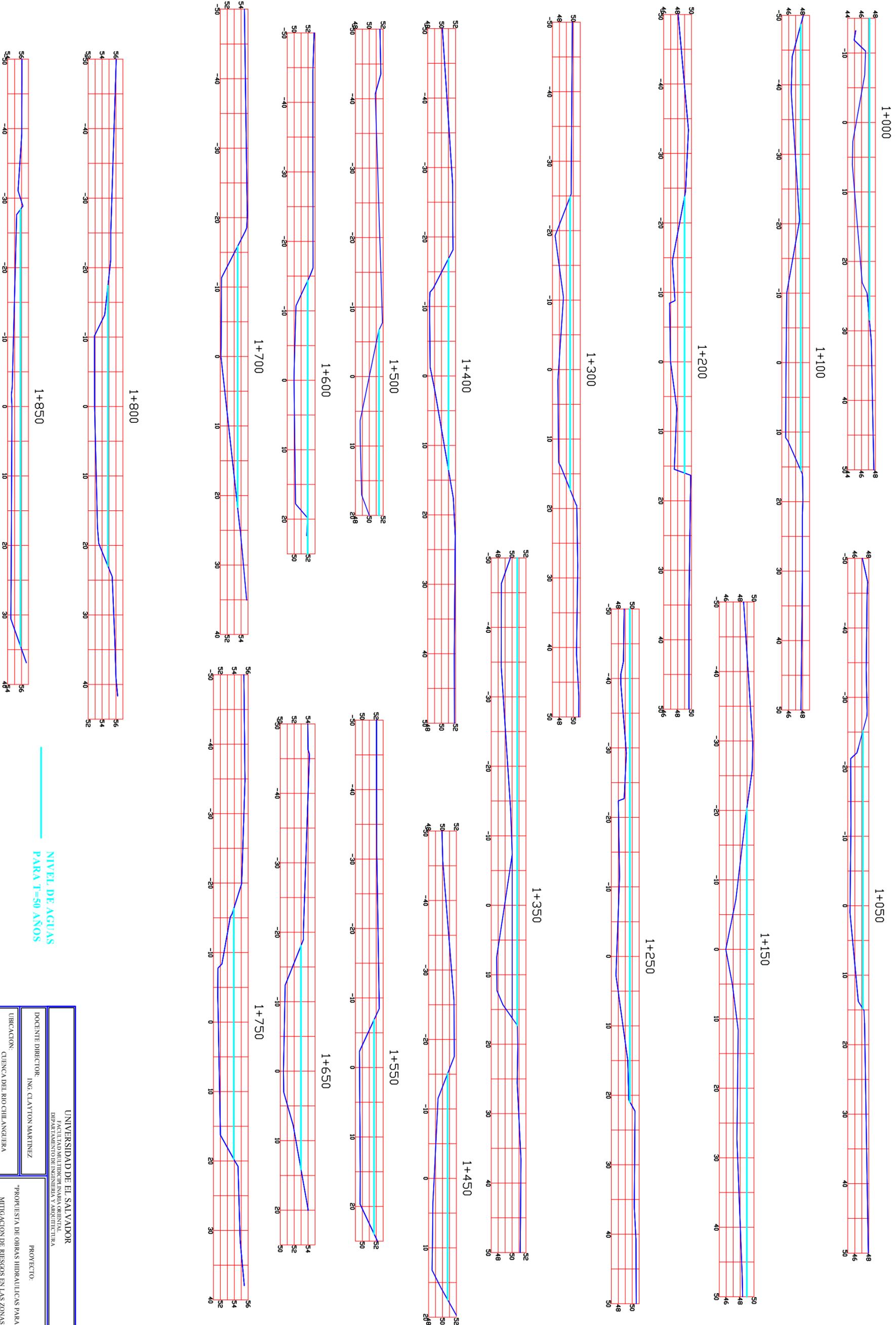


Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

NIVEL DE AGUAS
PARA T=50 AÑOS

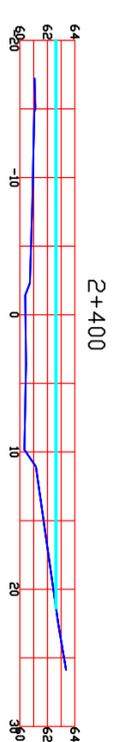
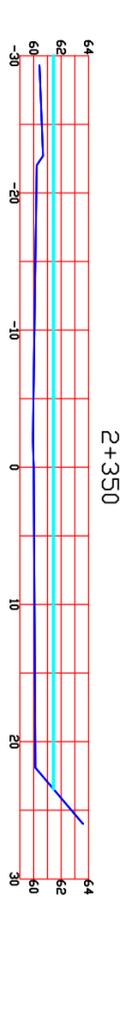
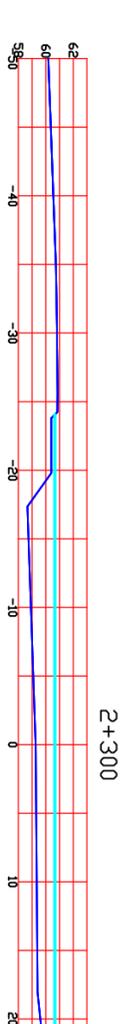
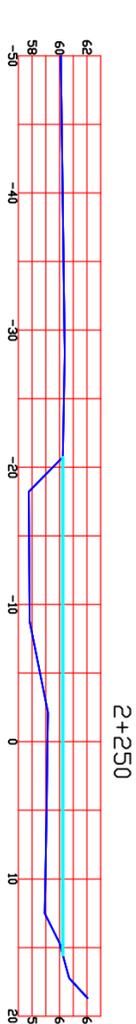
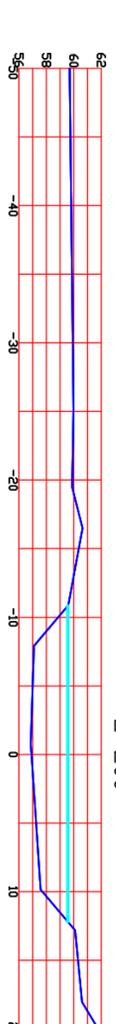
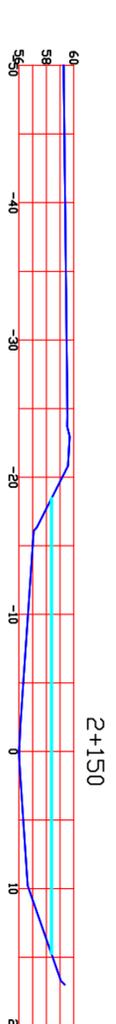
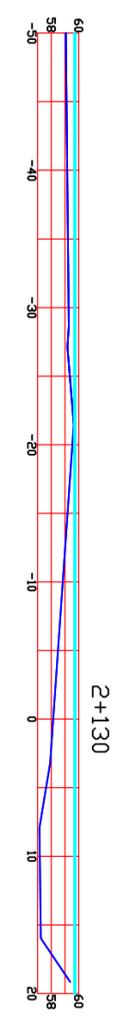
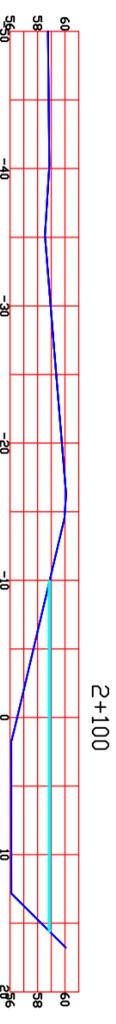
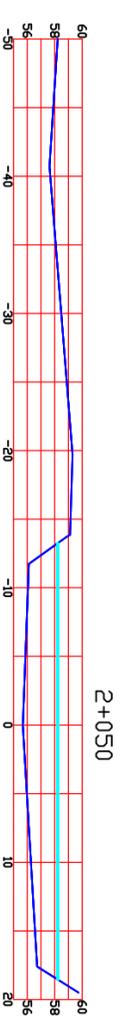
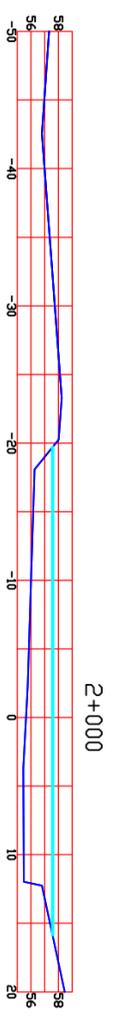
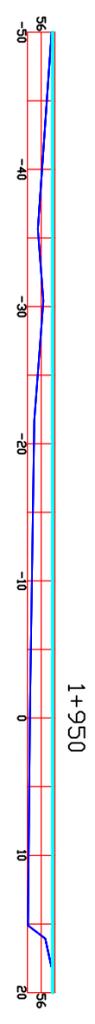
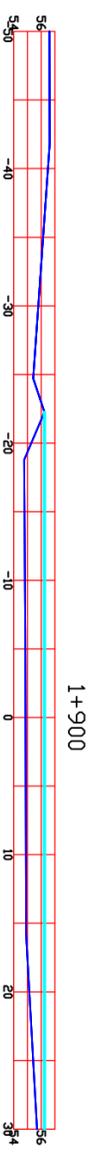


UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"	
DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ		UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA	
CONTENIDO: SECCIONES DE LAS ZONAS CRITICAS A INUNDACION DEL RIO CHILANGUERA		AREA: 37.45 KM ² PERIMETRO: 42.33 KM	
ESCALA: 1:250		FECHA: MARZO 2010	
DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ		PLANO: 414	



NIVEL DE AGUAS
PARA T=50 AÑOS

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORRAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"	
DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ	UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA		
CONTENIDO: SECCIONES DE LAS ZONAS CRITICAS A INUNDACION DEL RIO CHILANGUERA		DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ	
AREA: 37.45 KM ² PERIMETRO: 42.33 KM	ESCALA: 1:250	PLANO: 415	
FECHA: MARZO 2010			



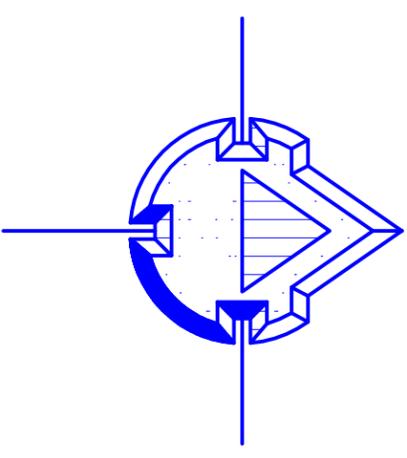
NIVEL DE AGUAS
PARA T=50 AÑOS

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR			
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL			
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA			
DOCENTE DIRECTOR:		ING. CLAYTON MARTINEZ	
UBICACION:		CUENCA DEL RIO CHILANGUERA	
CONTENIDO:		SECCIONES DE LAS ZONAS CRITICAS A INUNDACION DEL RIO CHILANGUERA	
AREA: 37.45 KM2		PERIMETRO: 42.33 KM	
ESCALA: 1:250		FECHA: MARZO 2010	
PROYECTO:		"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORRAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"	
DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ		PLANO: 416	

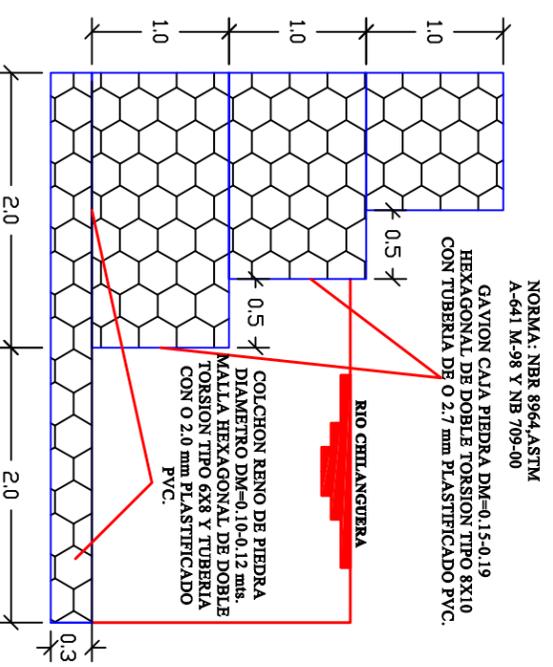
Anexo 4.

Propuestas Para la prevención de
Inundaciones y sus respectivas secciones.

PROPUESTA DE MUROS DE GAVIONES EN LAS ZONAS CRITICAS



Hacienda Nueva



DETALLE DE MUROS DE GAVIONES

Ubicacion de Muros en el
Cauce del Río

De	Hasta	Distancia (M)	Lateral
0+000.00	0+642.66	642.66	Derecho
0+750.00	0+900.00	150.00	Derecho
1+050.00	1+200.00	150.00	Derecho
1+250.00	1+800.00	550.00	Derecho
1+850.00	2+000.00	150.00	Derecho
2+130.00	2+150.00	20.00	Derecho
0+000.00	0+250.00	250.00	Izquierda
0+500.00	0+550.00	50.00	Izquierda
0+642.66	0+700.00	57.34	Izquierda
0+750.00	1+150.00	400.00	Izquierda
1+200.00	1+500.00	100.00	Izquierda
1+350.00	2+150.00	800.00	Izquierda
Total		3320 m	

LEYENDA

- Viviendas Existentes
- Calles de Acceso
- Muro de Gaviones
- Cauce del Río

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DOCENTE DIRECTOR:
ING. CLAYTON MARTINEZ

UBICACION:
CUENCA DEL RIO CHILANGUERA

CONTENIDO:
PLANIMETRIA Y PROPUESTA DE MUROS
DE GAVIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA

LONGITUD: 2,500 MTS.

ESCALA:
1:10,000

FECHA:
MARZO 2010

PROYECTO:

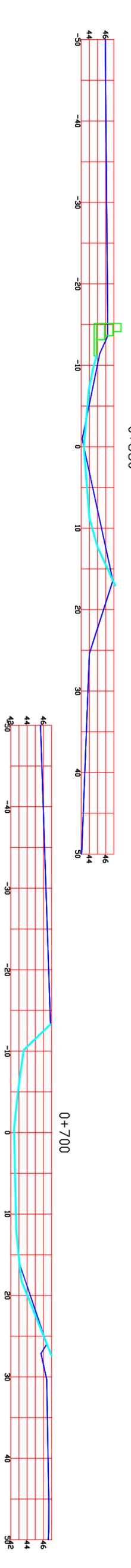
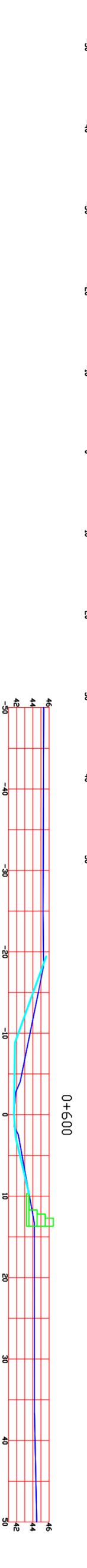
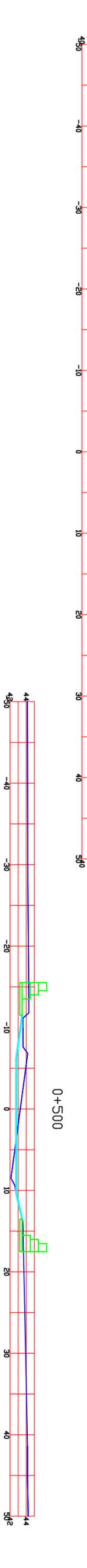
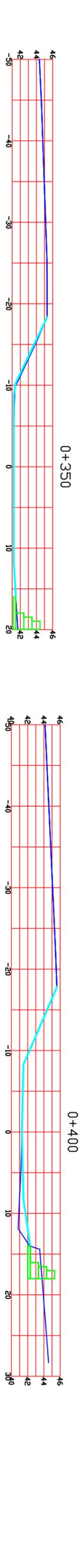
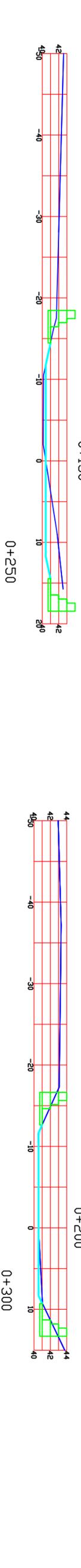
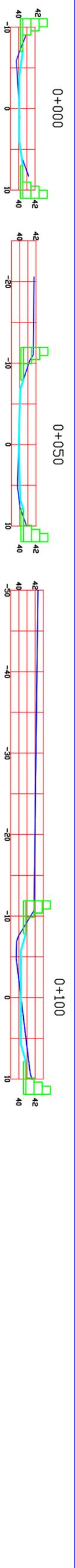
"PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA
MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS
VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL
CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL
DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"

DIBUJO:
EDGAR
HERNANDEZ

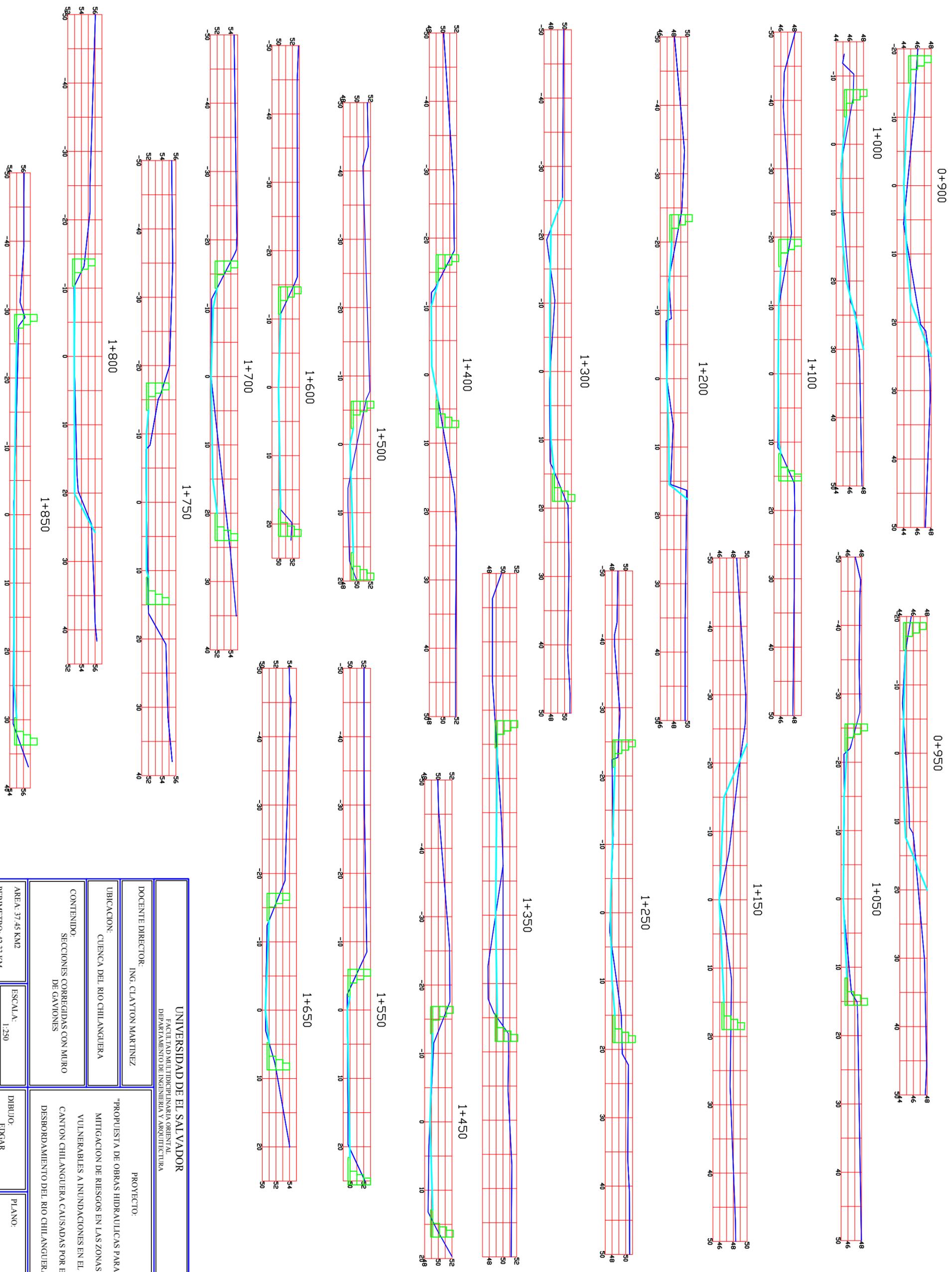
PLANO:
6.4



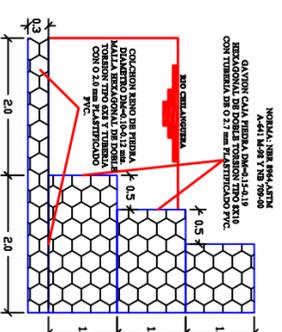
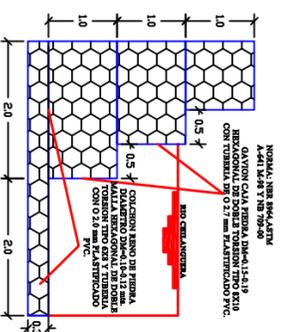
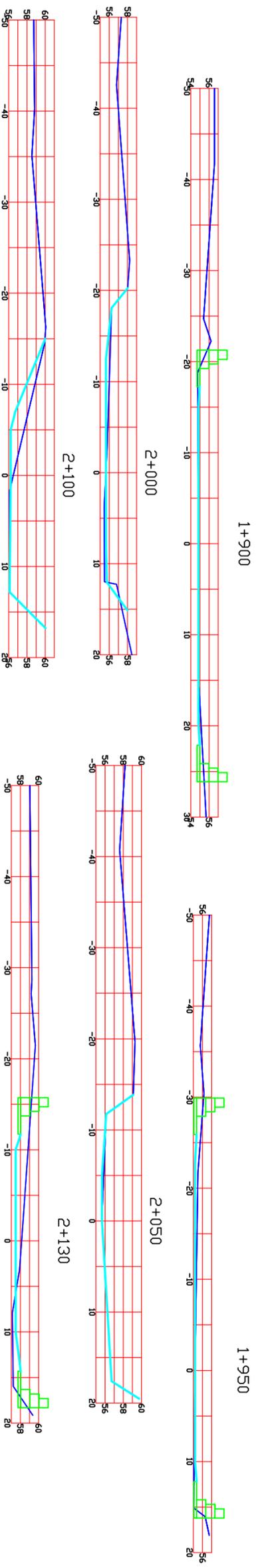
Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura



<p align="center">UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA</p>		
<p align="center">PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"</p>		
<p>DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ</p>	<p>UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA</p>	
<p>CONTENIDO: SECCIONES CORREGIDAS CON MURO DE GAVIONES</p>		
<p>AREA: 37.45 KM² PERIMETRO: 42.33 KM</p>	<p>ESCALA: 1:250 FECHA: MARZO 2010</p>	<p>DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ</p>
<p align="right">PLANO: 6.1</p>		



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA		
DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ		PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"
UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA		
CONTENIDO: SECCIONES CORREGIDAS CON MURO DE GAVIONES		
AREA: 37.45 KM2 PERIMETRO: 42.33 KM	ESCALA: 1:250	PLANO: 6.2
FECHA: MARZO 2010	DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ	



DETALLE DE MUROS DE GAVIONES

DETALLE DE MUROS DE GAVIONES

<p align="center">UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA</p>		
<p>DOCENTE DIRECTOR: ING. CLAYTON MARTINEZ</p>	<p align="center">PROYECTO: "PROPUESTA DE OBRAS HIDRAULICAS PARA LA MITIGACION DE RIESGOS EN LAS ZONAS VULNERABLES A INUNDACIONES EN EL CANTON CHILANGUERA CAUSADAS POR EL DESBORDAMIENTO DEL RIO CHILANGUERA"</p>	
<p>UBICACION: CUENCA DEL RIO CHILANGUERA</p>	<p>CONTENIDO: SECCIONES CORREGIDAS CON MURO DE GAVIONES</p>	
<p>AREA: 3745 KM² PERIMETRO: 42.33 KM</p>	<p>ESCALA: 1:250</p>	<p>DIBUJO: EDGAR HERNANDEZ</p>
<p>FECHA: MARZO 2010</p>	<p>PLANO: 6.3</p>	

Anexo 5.

Secciones transversales del río
Chilanguera. (Utilizadas para uso de
software HEC-RAS 4.0)

Abcisa y Elevaciones de Secciones Transversales del Rio Chilanguera

Estacionamiento 0+050.00	
Abcisa	Elevación
-9.06	40.91
-7.15	40.13
-5.88	39.71
0	40.08
1.04	40.15
2.99	40.02
5.7	40.27
8.29	41.22

Estacionamiento 0+100.00	
Abcisa	Elevación
-10.99	41.65
-10.32	41.25
-6.81	40.08
0	39.88
5.19	39.73
7.76	40.04
9.82	40.79

Estacionamiento 0+150.00	
Abcisa	Elevación
-10.7	41.87
-7.55	39.96
-6.93	39.75
-4.82	39.69
0	40.27
9.39	41.4
9.69	41.51

Estacionamiento 0+200.00	
Abcisa	Elevación
-17.54	41.71
-16.08	41.35
-10.5	40.14
-2.01	40.1
0	40.41
9.01	41.82
15.75	42.55

Estacionamiento 0+250.00	
Abcisa	Elevación
-17.29	43.09
-11.56	40.41
-8.69	40.6
0	40.57
0.18	40.57
9.29	41.14
13.0	42.81

Estacionamiento 0+300.00	
Abcisa	Elevación
-5.77	42.84
-1.89	41.17
0	41.05
2.97	40.86
13.64	41.54
15.83	43.17

Estacionamiento 0+350.00	
Abcisa	Elevación
-16.12	44.14
0	42.17
0.66	42.08
6	40.81
11.42	40.69
12.35	41.66
16.29	43.61

Estacionamiento 0+400.00	
Abcisa	Elevación
-18.38	45.31
-15.5	44.08
-9.74	41.32
-4.69	41.18
0	41.18
11.89	41.18
18.98	41.63

Estacionamiento 0+450.00	
Abcisa	Elevación
-17.8	45.6
-16.31	45.01
-8.3	41.48
-2.96	41.37
0	41.29
4.15	41.19
11.85	40.83
13.99	42.24
14.4	43.48

Estacionamiento 0+500.00	
Abscisa	Elevación
-11.05	44.43
-8.93	43.51
-7.16	43.48
-5.1	41.06
-2.29	40.93
0	40.95
3.14	40.97
4.32	41.66
9.36	41.83
11.4	43.47

Estacionamiento 0+550.00	
Abscisa	Elevación
-11.8	44.32
-11.17	43.59
-9.48	43.6
-7.62	43.6
-6.82	44.19
0	43.27
8.5	42.12
9.33	42.56
13.83	43.59

Estacionamiento 0+600.00	
Abscisa	Elevación
-12.31	44.79
-10.9	43.79
-8.41	43.59
-4.47	41.69
0	41.23
3.31	41.53
8.25	41.6
11.69	42.92
14.75	43.62

Estacionamiento 0+650.00	
Abscisa	Elevación
-18.2	45.33
-4.04	42.45
-2.75	41.89
-0.15	41.69
0	41.69
1.49	41.72
2.41	42.2
13.27	44.19

Estacionamiento 0+692.66	
Abscisa	Elevación
-14.41	46.09
-6.94	42.68
-6.49	42.47
-1.26	42.46
-0.31	42.95
0	43.89
0.04	44
13.82	46.99

Estacionamiento 0+700.00	
Abscisa	Elevación
-13.58	46.26
-11.45	45.29
-0.96	43.12
0	43.33
16.43	46.89

Estacionamiento 0+750.00	
Abscisa	Elevación
-13.28	46.85
-10.12	43.19
-6.23	43.02
-0.52	42.4
0	42.41
11.77	42.64
16.08	43.06
25.96	46.41

Estacionamiento 0+800.00	
Abscisa	Elevación
-18.36	46.23
-18.21	46.07
-17.39	45.95
-0.12	43.06
0	43.09
3.69	43.84
15.17	43.83
16.52	43.01
29.97	45.95

Estacionamiento 0+850.00	
Abscisa	Elevación
-20.66	46.38
-19.68	45.86
-17.29	45.8
-13.82	45.64
0	43.94
4.75	43.35
13.53	44.67
17.71	45.55

Estacionamiento 1+050.00	
Abscisa	Elevación
-10.27	46.58
-6.81	46.47
0	45.24
2.77	44.74
6.12	44.68
23.07	46.09
24.57	46.8

Estacionamiento 1+100.00	
Abscisa	Elevación
-27.29	47.75
-22.01	46.32
-21.17	45.41
-11.62	45.45
-2.46	45.36
0	45.32
0.98	45.31
13.78	46.51
15.08	47.34

Estacionamiento 1+150.00	
Abscisa	Elevación
-20.51	47.56
-10.07	45.72
0	45.63
6.18	45.58
10.08	45.56
11.22	45.86
16	47.97

Estacionamiento 1+200.00	
Abscisa	Elevación
-25.81	49.74
-19.11	48.8
-7.11	47.38
0	45.94
5.14	46.89
11.64	47.73

Estacionamiento 1+250.00	
Abscisa	Elevación
-24.51	49.15
-14.49	47.25
-8.8	47.62
-8.45	46.85
0	46.98
6.73	47.88
15.47	47.52
16.34	49.89

Estacionamiento 1+300.00	
Abscisa	Elevación
-22.71	48.84
-22.39	48.01
-11.46	48.18
0	47.76
2.73	47.66
14.98	49.35
20.65	49.49
22.28	50.4

Estacionamiento 1+350.00	
Abscisa	Elevación
-25.3	49.7
-19.28	47.38
-10.39	48.56
0	47.88
1.58	47.78
13.2	47.88
13.51	47.94
13.85	48.16
19.43	50.4
19.56	50.49

Estacionamiento 1+400.00	
Abscisa	Elevación
-7.31	50.02
0	48.92
7.47	47.79
12.28	47.83
14.32	48.68
17.31	50.77

Estacionamiento 1+450.00	
Abscisa	Elevación
-18.18	51.66
-12.59	48.8
-12.05	48.32
-10.76	48.27
-1.25	48.35
0	48.6
2.21	49.04
17.59	51.69

Estacionamiento 1+500.00	
Abscisa	Elevación
-17.55	51.71
-11.53	49.35
0	48.79
3.51	48.62
9.41	48.56
13.22	48.51
15.71	49.77
19.45	51.85

Estacionamiento 1+550.00	
Abscisa	Elevación
-7.76	51.9
-6.62	51.36
0	50
6.37	48.69
9.03	48.7
17.6	48.91
19.07	48.93

Estacionamiento 1+600.00	
Abscisa	Elevación
-8.49	52.46
-7.29	51.9
-2.31	49.59
0	49.6
15.01	49.7
19.68	49.69
24.05	49.74

Estacionamiento 1+650.00	
Abscisa	Elevación
-16.16	52.73
-15.13	52.32
-10.71	50.26
-1.44	50
0	49.98
1.71	49.99
17.79	50.2
19.76	51.88
19.85	51.93

Estacionamiento 1+700.00	
Abscisa	Elevación
-18.97	53.34
-12.51	50.77
-12.38	50.71
-12.11	50.7
0	50.46
3.04	50.49
7.79	51.86
19.75	53.98
20.04	54

Estacionamiento 1+750.00	
Abscisa	Elevación
-18.56	54.83
-18.01	54.61
-11.34	51.2
-1.16	51.13
0	51.11
24.82	53.86
24.97	53.88
35.07	54.81

Estacionamiento 1+800.00	
Abscisa	Elevación
-19.92	55.06
-15.61	53.7
-15.11	53.42
-8.38	52.21
-7.75	51.63
-3.62	51.62
0	51.7
16.26	51.99
20.18	54.19
20.77	54.53

Estacionamiento 1+850.00	
Abscisa	Elevación
-13.19	54.38
-10.16	52.89
0	52.93
17.38	53.35
19.71	53.52
24.5	55.46

Estacionamiento 1+900.00	
Abscisa	Elevación
-28.84	56.22
-27.63	55.3
-2.77	54.66
-1.7	54.55
0	54.62
25.67	54.52
30.57	54.47
36.9	56.71

Estacionamiento 1+950.00	
Abscisa	Elevación
-22.25	56.23
-18.79	54.75
-6.25	54.83
0	54.85
15.07	54.9
15.76	54.89
28.52	55.45

Estacionamiento 2+000.00	
Abscisa	Elevación
-30.41	56.15
-21.71	55.49
-1.62	55.2
0	55.17
0.16	55.17
15.11	55.04
16.06	56.3

Estacionamiento 2+050.00	
Abscisa	Elevación
-20.25	58.01
-18.08	56.25
-2.28	57.75
0	55.63
3.74	55.43
11.98	55.48
12.25	56.8
18.26	58.09

Estacionamiento 2+100.00	
Abscisa	Elevación
-13.85	59.11
-13.77	58.93
-11.74	56.12
-0.06	55.67
0	55.66
0.07	55.68
17.6	56.71
19.51	59.73

Estacionamiento 2+150.00	
Abscisa	Elevación
-14.52	59.95
0	56.51
1.8	56.08
12.83	56.1
16.77	60.06

Estacionamiento 2+180.00	
Abscisa	Elevación
-21.47	59.64
0	58.14
3.2	57.92
7.9	57.13
15.98	57.24
16.66	57.7

Estacionamiento 2+200.00	
Abscisa	Elevación
-20.81	59.57
-16.35	57.31
-16.09	57.07
-2.08	56.12
0	56.02
0.3	56
1.48	56.07
9.77	56.64
16.7	59.06
17	59.34

Estacionamiento 2+250.00	
Abscisa	Elevación
-10.87	59.59
-7.91	57.09
-0.71	56.86
0	56.91
9.85	57.57
12.82	60.09

Estacionamiento 2+300.00	
Abscisa	Elevación
-20.74	60.24
-18.23	57.76
-8.79	57.82
-2.1	59.15
0	59.12
5.14	59.05
12.51	58.91
14.66	59.99
17.22	60.7
18.68	62.03

Estacionamiento 2+350.00	
Abscisa	Elevación
-19.8	60.39
-17.35	58.66
0	59.26
18.05	59.39
21.13	59.71
23.49	62.21
23.78	62.48

Estacionamiento 2+400.00	
Abscisa	Elevación
-22.7	60.67
-22.02	60.21
-1.98	59.93
0	60
21.24	60.11
21.89	60.11
25.98	63.54

Estacionamiento 2+450.00	
Abscisa	Elevación
-15.1	61.11
-14.77	61.03
-8.08	60.89
-2.29	60.72
-1.42	60.37
0	60.39
3.6	60.44
9.83	60.31
11.06	61.16
22.59	62.79
25.88	63.36

Estacionamiento 2+500.00	
Abscisa	Elevación
-15.65	61.61
-15.13	61.35
-11.23	61.39
0	60.84
9.03	60.85
15.14	60.72
16.62	61.6
18.07	62.78

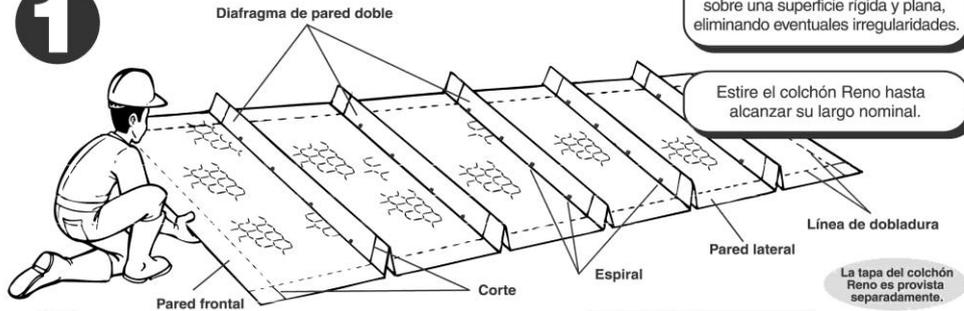
Anexo 6

Proceso Constructivo de Colchón Reno y
Gavión Caja.

Como colocar los Colchones Reno

MACCAFERRI

1



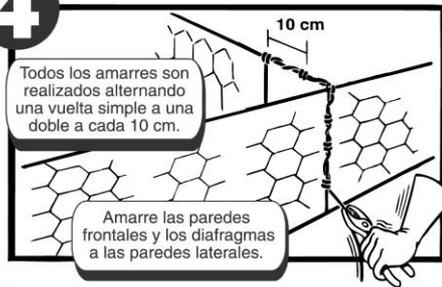
2



3



4



5



6



Los colchones Reno están listos.

Como colocar los Gaviones Caja

MACCAFERRI

1

Desdoble el gavión caja sobre una superficie rígida y plana, eliminando eventuales irregularidades.

Lateral

Tapa

Diafragma

Lateral

2

Levante las laterales y diafragma para formar una caja.

Alicate de 10"

Junte los cantos superiores de los paneles con los alambres gruesos que salen de la red.

3

Fije el alambre de amarre en el canto inferior de las aristas y amárrelas alterando vueltas simples y dobles a cada malla.

4

Gaviones ya colocados

Amarre varias cajas en grupos, lívelos juntos a los ya colocados y costúrelos, con el mismo tipo de costura a lo largo de todas las aristas en contacto.

5

IMPORTANTE

Para obtener un buen acabado, después de haber posicionado y amarrado varios gaviones caja y, antes del llenado, ténselos con un tirón o use un encofrado de madera.

6

Llene en 3 etapas

1 llene hasta 1/3 de la capacidad total

2 coloque los tirantes y llene hasta 2/3 de la capacidad total

3 coloque nuevamente los tirantes y acabe el llenado hasta 3 o 5 cm por arriba del altura del gavión

IMPORTANTE En los gaviones caja de 0,50m de altura haga el llenado en 2 etapas

7

Doble las tapas y amarre con el mismo tipo de costura.

Los gaviones están listos.

RECUERDESE

No llene una caja sin que la caja al lado esté también parcialmente llenada

Tirante

Tirante

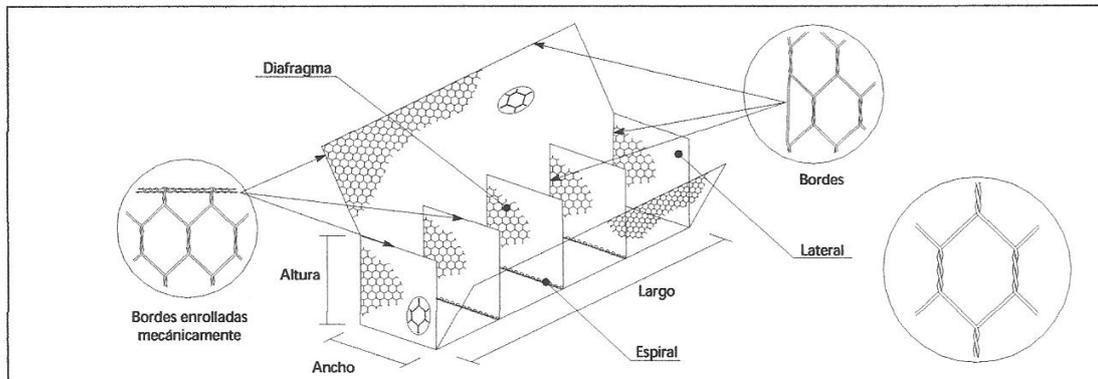
Anexo 7

Especificaciones Técnicas para El Diseño
de Muro de Gavión.

Gavión Caja

Especificaciones Técnicas

en malla hexagonal de doble torsión tipo 10x12 ϕ 2,4 mm plastificado



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atrantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atrantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MIM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A856M-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galfan® en la superficie de los alambres es de 244 g/m².

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17 055 00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 10x12.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,4mm y de 3,0 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3,0 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

La conexión entre el alambre del borde enrollado mecánicamente y la red debe tener una resistencia mínima de 9,9 kN/m.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, a través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.

El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
Ancho	1,00 m			
Altura	0,50 m	1,00 m		

4) AMARRE Y ATRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atrantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

5) TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de \pm 2,5%.

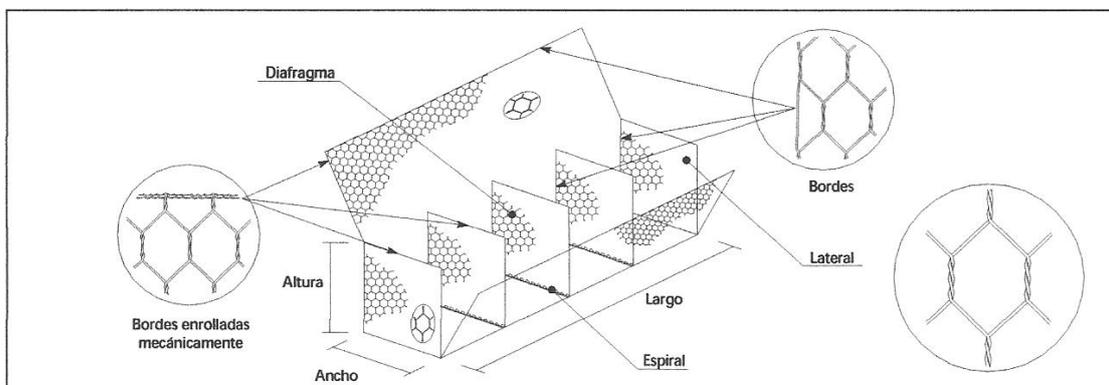
Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de \pm 3% y, en la altura y ancho, de \pm 5%.

6) RECUBRIMIENTO PLÁSTICO

El alambre zincado deberá ser recubierto con una camada de compuesto termoplástico a base de PVC, con características iniciales de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y de la ASTM 975, esto es:

Espesor mínimo: 0,40 mm;
Masa específica: 1,30 a 1,35 kg/dm³;
Dureza: 50 a 60 Shore D;
Resistencia a tracción: mayor que 210 kg/cm²;
Elongación de ruptura: mayor que 250%;
Temp. de fragilidad: menor que -9°C.

en malla hexagonal de doble torsión tipo 8x10 ó 2,7 mm Galfan®



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A856M-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galfan® en la superficie de los alambres es de 244 g/m².

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17 055 00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 8x10.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,7mm y de 3,4 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3,4 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

La conexión entre el alambre del borde enrollado mecánicamente y la red debe tener una resistencia mínima de 17,5 kN/m de acuerdo con las especificaciones de la ASTM 975.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, a través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.

El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
Ancho	1,00 m			
Altura	0,50 m	1,00 m		

4) AMARRE Y ATRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

5) TOLERANCIAS

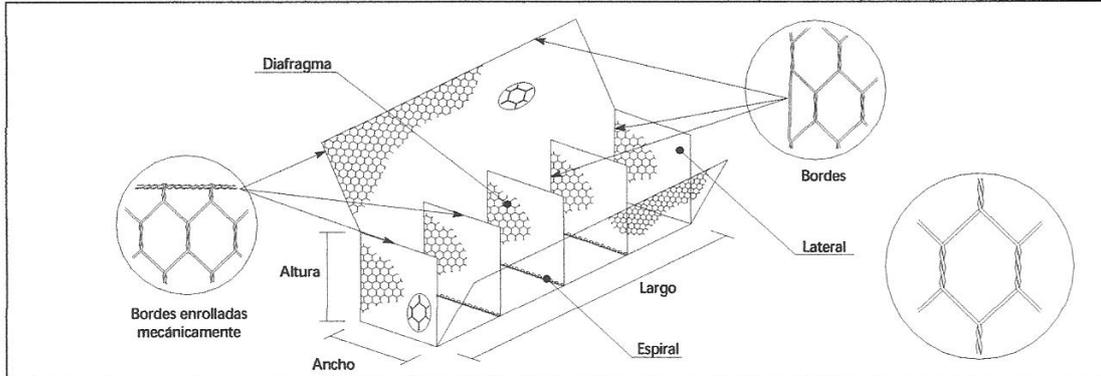
Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de $\pm 2,5\%$.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de $\pm 3\%$ y, en la altura y ancho, de $\pm 5\%$.

Gavión Caja

Especificaciones Técnicas

en malla hexagonal de doble torsión tipo 8x10 ϕ 2,4 mm plastificado



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A856M-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galvan® en la superficie de los alambres es de 244 g/m².

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17 055 00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 8x10.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,4mm y de 3,0 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3,0 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

La conexión entre el alambre del borde enrollado mecánicamente y la red debe tener una resistencia mínima de 11,7 kN/m.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, a través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.

El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
Ancho	1,00 m			
Altura	0,50 m	1,00 m		

4) AMARRE Y ATRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

5) TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de \pm 2,5%.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de \pm 3% y, en la altura y ancho, de \pm 5%.

6) RECUBRIMIENTO PLÁSTICO

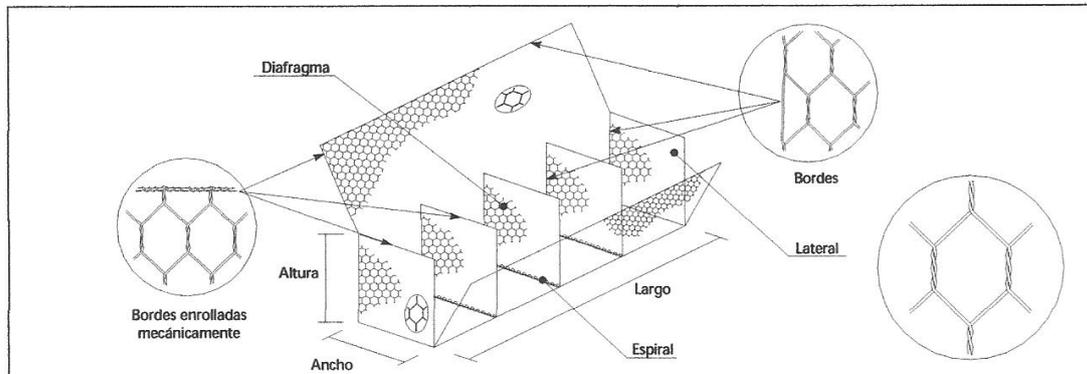
El alambre zincado deberá ser recubierto con una camada de compuesto termoplástico a base de PVC, con características iniciales de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y de la ASTM 975, esto es:

Espesor mínimo: 0,40 mm;
Masa específica: 1,30 a 1,35 kg/dm³;
Dureza: 50 a 60 Shore D;
Resistencia a tracción: mayor que 210 kg/cm²;
Elongación de ruptura: mayor que 250%;
Temp. de fragilidad: menor que -9°C.

Gavión Caja

Especificaciones Técnicas

en malla hexagonal de doble torsión tipo 6X8 ϕ 2,4 mm Galfan®



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atrantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atrantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A856M-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galfan® en la superficie de los alambres es de 244 g/m².

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17 055 00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 6X8.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,4mm y de 3,0 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3,0 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

La conexión entre el alambre del borde enrollado mecánicamente y la red debe tener una resistencia mínima de 15,3 kN/m.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales y de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
Ancho	1,00 m			
Altura	0,50 m	1,00 m		

4) AMARRE Y ATRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atrantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

5) TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de \pm 2,5%.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de \pm 3% y, en la altura y ancho, de \pm 5%.

MACCAFERRI
AMÉRICA LATINA

Maccaferri se reserva el derecho de revisar estas especificaciones en cualquier momento, de acuerdo con las características de los productos fabricados.

www.maccaferri.com.br

Garantía del Sistema de Calidad
Certificación interna de producción, administración y asistencia técnica de acuerdo a Norma ISO 9002

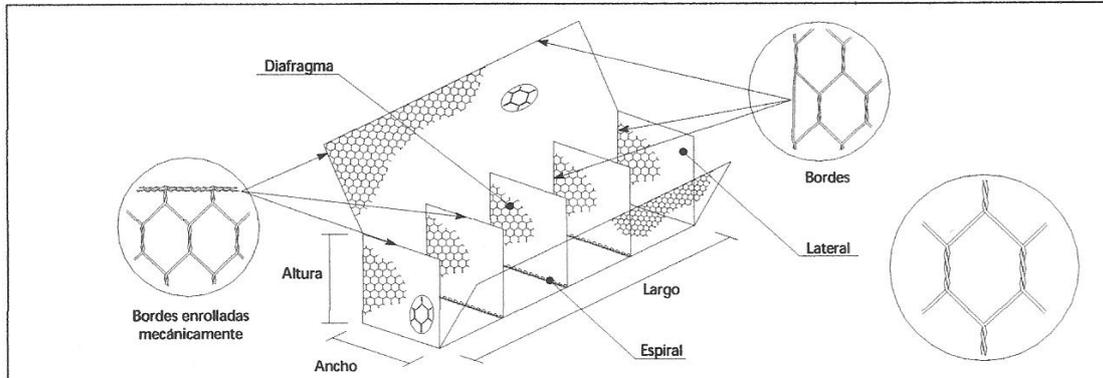


Oct. 2001

Gavión Caja

Especificaciones Técnicas

en malla hexagonal de doble torsión tipo 10x12 ϕ 2,7 mm Galfan®



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A856M-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galfan® en la superficie de los alambres es de 244 g/m².

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17 055 00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 10x12.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,7mm y de 3,4 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 3,4 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

La conexión entre el alambre del borde enrollado mecánicamente y la red debe tener una resistencia mínima de 14,8 kN/m.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales debe ser fijado al paño de base, durante la fabricación, a través del entrelazamiento de sus puntas libres alrededor del alambre de borde.

El lado inferior de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
Ancho	1,00 m			
Altura	0,50 m	1,00 m		

4) AMARRE Y ATIRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.

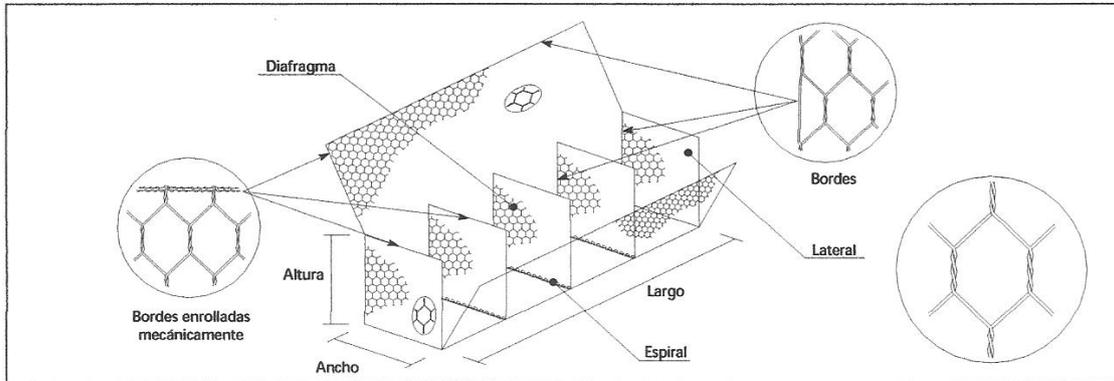
Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

5) TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de $\pm 2,5\%$.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de $\pm 3\%$ y, en la altura y ancho, de $\pm 5\%$.

en malla hexagonal de doble torsión tipo 6X8 ϕ 2,2 mm plastificado



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión caja y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM A856M-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galfan® en la superficie de los alambres es de 244 g/m².

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por minuto alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17 055 00.

Las dimensiones de la red serán del tipo 6X8.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser de 2,2mm y de 2,7 mm para los bordes.

BORDES ENROLLADOS MECÁNICAMENTE

Todos los bordes libres del gavión caja, incluso el lado superior de las laterales y de los diafragmas, deben ser enrollados mecánicamente en vuelta de un alambre de diámetro mayor, en este caso de 2,7 mm, para que la red no se desarme y adquiera mayor resistencia.

La conexión entre el alambre del borde enrollado mecánicamente y la red debe tener una resistencia mínima de 10,2 kN/m de acuerdo con las especificaciones de la ASTM 975.

3) CARACTERÍSTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor que 1,50 m debe ser dividido en celdas por diafragmas colocados a cada metro.

El lado inferior de las laterales y de los diafragmas debe ser cosido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2,2 mm.

Dimensiones estándar:

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m
Ancho	1,00 m			
Altura	0,50 m	1,00 m		

4) AMARRE Y ATIRANTAMIENTO

Con los gaviones caja debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los gaviones caja provistos, es de 8% para los de 1,00 m de altura y de 6% para los de 0,50 m.

5) TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de \pm 2,5%.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión caja de \pm 3% y, en la altura y ancho, de \pm 5%.

6) RECUBRIMIENTO PLÁSTICO

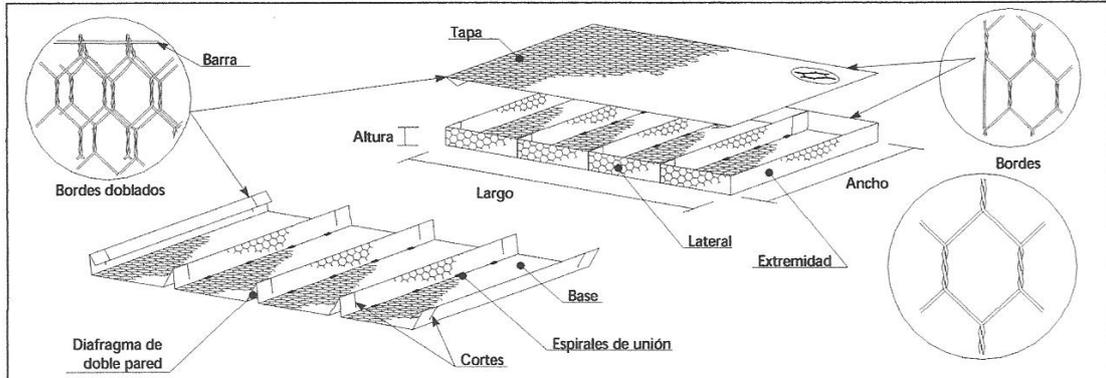
El alambre zincado deberá ser recubierto con una camada de compuesto termoplástico a base de PVC, con características iniciales de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y de la ASTM 975, esto es:

Espesor mínimo: 0,40 mm;
Masa específica: 1,30 a 1,35 kg/dm³;
Dureza: 50 a 60 Shore D;
Resistencia a tracción: mayor que 210 kg/cm²;
Elongación de ruptura: mayor que 250%;
Temp. de fragilidad: menor que -9°C.

Colchón Reno

Especificaciones Técnicas

en malla hexagonal de doble torsión tipo 6x8 ϕ 2,0 mm plastificado



1) ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del colchón Reno y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser de acero dulce recocido de acuerdo con las especificaciones NBR 8964, ASTM A641M-98 y NB 709-00, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm².

REVESTIMIENTO DEL ALAMBRE

Todo el alambre utilizado en la fabricación del colchón Reno y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante su construcción, debe ser revestido con aleación zinc-5% aluminio (Zn 5 Al MM) de acuerdo con las especificaciones de la ASTM 856-98, clase 80, esto es: la cantidad mínima de revestimiento Galvan® en la superficie de los alambres es de 244g/m².

El revestimiento de zinc debe adherir al alambre de tal forma que, después del alambre haber sido enrollado 15 veces por alrededor de un mandril, cuyo diámetro sea igual a 3 veces el del alambre, no pueda ser escamado o quebrado o removido con el pasar del dedo, de acuerdo con la especificación de la ASTM A641M-98.

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red.

ELONGACIÓN DEL ALAMBRE

La elongación no deberá ser menor que 12%, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 8964 y de la ASTM A641M-98

Los ensayos deben ser hechos antes de la fabricación de la red, sobre una muestra de alambre de 30 cm de largo.

2) RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por tres veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514, NB 710-00 y NP 17055 00.

Las dimensiones de la malla serán del tipo 6x8.

El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la malla debe ser de 2,0 mm y de 2,4 mm para los bordes.

3) CARACTERÍSTICAS DEL COLCHÓN RENO

Base, paredes laterales, diafragmas y paredes de las extremidades del colchón Reno son formadas a partir de un único paño de red.

Cada diafragma de pared doble, formado a partir de dobladuras en el paño de base, debe presentar, en su parte inferior, cuatro espirales de unión en alambre de diámetro 2,0 mm.

Los diafragmas de pared doble deben estar colocados a cada metro del largo del colchón Reno.

Para facilitar el montaje del colchón Reno, la base debe ser cortada, durante el proceso de fabricación, en los diafragmas y en sus laterales.

La tapa también es fabricada en un único paño de red.

Para que las mallas libres de las extremidades de la base y de la tapa del colchón Reno adquieran mayor resistencia, deberá ser insertado un alambre de diámetro 3,0 mm entre todas las torsiones de las terceras mallas a partir de los bordes libres. Las mallas de las extremidades que sobren deben ser dobladas, durante la fabricación, en vuelta de este alambre.

Dimensiones estándar:

Largo	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m
Ancho	2,00 m			
Altura	0,17 m	0,23 m	0,30 m	

4) AMARRE Y ATIRANTAMIENTO

Con los colchones Reno debe ser provista una cantidad suficiente de alambre para amarre y atirantamiento.

Este alambre debe tener diámetro 2,2 mm y su cantidad, en relación al peso de los colchones Reno provistos, es de 5%.

5) TOLERANCIAS

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre zincado de \pm 2,5%.

Se admite una tolerancia en el largo y en el ancho del colchón Reno de \pm 3%, y en la altura, de \pm 2,5 cm.

6) RECUBRIMIENTO PLÁSTICO

El alambre zincado deberá ser recubierto con una camada de compuesto termoplástico a base de PVC, con características iniciales de acuerdo con las especificaciones de la NBR 10514 y de la ASTM 975, esto es:

Espesor mínimo: 0,40 mm;
Masa específica: 1,30 a 1,35 kg/dm³;
Dureza: 50 a 60 Shore D;
Resistencia a tracción: mayor que 210 kg/cm²;
Elongación de ruptura: mayor que 250%;
Temp. de fragilidad: menor que -9°C.