

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**



Universidad de El Salvador
Hacia la libertad por la cultura

TRABAJO DE GRADUACION

TEMA:

**DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS PARA MITIGAR EL
DESBORDAMIENTO DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL QUE SE
GENERA EN LA VAGUADA DENOMINADA “QUEBRADA SECA”
UBICADA EN EL CANTÓN EL JOBO, MUNICIPIO DE TURÍN,
DEPARTAMENTO DE AHUACHAPÁN**

PARA OPTAR AL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO:

**ARANA ARÉVALO, RODOLFO ERNESTO
ESCOBAR CHÁVEZ, SALVADOR ERNESTO
RIVAS GÁLVEZ, MERCEDES VERÓNICA**

DOCENTE DIRECTOR:

ING. RAÚL ERNESTO MARTÍNEZ BERMUDEZ

SANTA ANA

**SEPTIEMBRE, 2010
EL SALVADOR**

CENTROAMERICA



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR

ING. Y MSC. RUFINO QUEZADA SANCHEZ

VICE-RECTOR ACADÉMICO

ARQ. Y MASTER MIGUEL ANGEL PEREZ RAMOS

VICE- RECTOR ADMINISTRATIVO

LICDO. Y MASTER OSCAR NOE NAVARRETE

SECRETARIO GENERAL

LICDO. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHAVEZ

FISCAL GENERAL

DR. RENE MADECADEL PERLA JIMENEZ



FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE

DECANO

LICDO. JORGE MAURICIO RIVERA

VICE-DECANO

LICDO. Y MASTER ELADIO EFRAIN ZACARIAS ORTEZ

SECRETARIO DE FACULTAD

LICDO. VICTOR HUGO MERINO QUEZADA

JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMUDEZ



TRABAJO DE GRADUACION APROBADO POR:

DOCENTE DIRECTOR:

ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMUDEZ



DEDICATORIA

Este trabajo de grado está dedicado con mucho respeto y cariño a nuestro compañero y amigo por siempre José Arturo Francia Murcia (Q.D.D.G).

Han pasado ya tres años desde tu partida, desde que Dios te llamo a Su presencia, pero, aun recordamos como si fuese ayer esa sonrisa en tu semblante la cual hoy en día nos motiva a seguir adelante.

Recordamos tu carisma, tu humildad, tu dedicación al estudio, tus ocurrencias, tus frases cotidianas, tu presencia en el aula, las noches de estudio que pasamos a tu lado.

Gracias por haber compartido momentos buenos y malos durante tres años. Por haber sido un ejemplo de compañero y amigo, por habernos brindado tu valiosa amistad y por ayudarnos en los momentos en que te necesitamos.

Sabemos con certeza que si estuvieras acá físicamente, tu estarías alcanzando este logro al igual que nosotros, pero fue la voluntad de Dios que tu partieras, concediéndote así el mayor e inigualable logro que es estar a Su lado.

Queremos expresar que aunque el tiempo pase los recuerdos y tu personalidad estarán grabados en nuestra memoria, pero sobre todo el cariño y aprecio hacia ti perdurara en nuestros corazones.

Hasta pronto, con mucho cariño.

Rodolfo Arana

Salvador Chávez

Mercedes Rivas.



AGRADECIMIENTOS GENERALES

Damos gracias a Dios por concedernos la vida, por darnos la salud, fuerza y sabiduría para culminar una etapa más en nuestra vida. Gracias Dios por tu infinita misericordia e incomparable fidelidad, por cuidarnos, guiarnos en nuestros caminos y bendecirnos cada día.

Agradecemos a nuestros padres, por realizar el esfuerzo de poder brindarnos la oportunidad de prepararnos profesionalmente, por ser el apoyo incondicional ante cualquier circunstancia y por habernos forjado valores los cuales serán útiles para toda nuestra vida.

A nuestros hermanos por darnos su apoyo incondicional, por escuchar nuestros problemas, así también por brindarnos gratos momentos los cuales quedan marcados en nuestra vida.

Gracias a todos nuestros amigos y amigas por permitirnos compartir con ellos/as momentos gratos y no tan gratos también por escucharnos cuando necesitamos expresar nuestros sentimientos, entregarnos su confianza y Amistad.

A todos nuestros docentes y asesores que nos compartieron importantes conocimientos para contribuir a nuestra formación académica y profesional.

Atte. Rodolfo Arana

Salvador Chávez

Mercedes Rivas.



AGRADECIMIENTOS

A DIOS TODOPODEROSO:

Gracias Dios por haberme brindado la vida, gracias por tu infinita misericordia, por darme la fuerza, sabiduría, fé y esperanza para seguir adelante, gracias Dios por brindarme una familia tan hermosa, por llenar mi vida de bendiciones y por caminar a mi lado en todo momento.

A MI MADRE:

Teresa Olinda Arana por haberme dado la vida, por guiarme en el camino del bien conforme a la voluntad de Dios, por ser un ejemplo de humildad y amor, por darme su apoyo incondicional ante cualquier circunstancia.

A MI PADRE:

Gracias te doy a ti Héctor Indalecio Arévalo por haber fundado en tus hijos el amor y dedicación al trabajo y por habernos formado en el camino del bien. Sé que estarías feliz y orgulloso de nosotros. (Q. D. D. G.)

A MIS HERMANOS:

Edwin Marlon Arévalo y Mauricio Alberto Arana por haberme dado su apoyo en todo momento, por hacerme sentir orgulloso de ser su hermano, por ser un ejemplo a seguir y por llenar mi vida de bendiciones y gratos recuerdos.

A MIS ABUELITAS:

Fidelia Ortega y Marcelina Velásquez, gracias por brindarme tanto amor y cariño, por darme sus consejos y experiencias a través de los años.

A FAMILIA:

Por darme su cariño y apoyo a través de todos estos años.



A MIS AMIGOS CERCANOS:

Por brindarme tantos momentos de alegría, por ser el apoyo necesario para seguir adelante, por escucharme y compartir conmigo su amistad.

A MIS AMIGOS:

Así mismo les agradezco a mis amigos, por brindarme su amistad y por tantos gratos recuerdos que hemos vivido juntos.

A MIS COMPAÑEROS DE TRABAJO DE GRADO:

Mercedes Verónica Rivas y Salvador Ernesto Chávez por haberme permitido trabajar con ellos, por brindarme su amistad y ser buenos compañeros y amigos.

A MIS COMPAÑEROS:

Gracias les doy por haber compartido conmigo tantos momentos gratos y por haber sido una clase tan unida.

A NUESTRO INGENIERO ASESOR:

Ing. Raúl Martínez Bermúdez gracias por compartir sus conocimientos con nosotros y contribuir con nuestra formación académica y profesional.

A LOS INGENIEROS QUE NOS AYUDARON:

Ing. Rolando Cente, Ing. Joel Paniagua, Ing. Wilber López gracias por compartir sus conocimientos y por haber contribuido a nuestra formación profesional.

RODOLFO ERNESTO ARANA AREVALO



AGRADECIMIENTOS

A DIOS.

Gracias mi señor por tu infinita voluntad e incomparable misericordia y tu inmenso amor, sé que nada ocurre bajos los cielos sino es por tu consentimiento, eres TU señor quien me permitió llegar hasta este momento de agradecerte, anexas un logro más en mi vida, y cuando fuerzas y sabiduría necesité fuiste TU quien me las proporcione, gracias o mi DIOS por proporcionarme todo lo que tu sabias que era necesario para llegar hasta esta etapa mi vida, desde recursos humanos como materiales. Aunque culmine hasta aquí este agradecimiento por escrito se que conoces a la perfección mi corazón y sabes lo mucho que te agradezco. Exaltado sea tu bendito nombre. GRACIAS O MI DIOS. *TE AMO, OH JEHOVA FORTALEZA MIA. SALMO 18.1 AMEN....*

A MI MADRE:

Le agradezco a un ser tan valioso y de incomparable amor como lo es mi madre NIDIA ARACELY CHAVEZ, por apoyarme, guiarme y regalarme con muchísimo esfuerzo esa preciada y valiosa oportunidad de estudiar.

A MI PADRE:

Le agradezco a mi padre SALVADOR ANTONIO ESCOBAR NAVAS; quien en paz descanse, gracias por haberme dado dos años de inigualable felicidad y de incomparable compañía, te agradezco por que se que si estuvieras acá con nosotros me hubieses apoyado en todo momento.



A MIS HERMANAS:

Agradezco a mis hermanas NIDIA ESMERALDA ESCOBAR CHAVEZ, LUCILA YASMIN ORANTES CHAVEZ Y FATIMA OSIRIS ORANTES CHAVEZ, por darme momentos de felicidad y de estar a mi lado y brindarme apoyo.

A MIS ABUELOS MATERNOS:

Agradezco a mi abuela ETELVINA MORALES Y SALVADOR RAMIREZ, por ayudar tanto a mi madre como a mí en todo momento y darnos palabras de aliento, sabiduría y guiarme en las diferentes etapas que hasta aquí he vivido.

A MIS ABUELOS PATERNOS:

Gracias doy a mi abuela GREGORIA DEL CARMEN y a mi abuelo JUAN GUALBERTO NAVAS por permitir vivir momentos muy valiosos en mi vida, así como también por darme estadía, en algunos años en los que estudié y brindarme apoyo, comprensión y guiarme en mi formación personal.

A MI TIA.

Agradezco a mi tía Lic. ANA MIRIAN RAMÍREZ DE SÁNCHEZ, por dar a mi familia un apoyo incondicional en todo momento, también por aconsejarme en todos los aspectos de mi vida.

A MI TIO:

Gracias doy a mi tío NELSON CHAVEZ, por toda su ayuda que imparte a mi familia y darme un gran apoyo en mis estudios y todos los ámbitos personales.



A MIS TIOS PTERNOS:

Le agradezco a mi tía SONIA, ROXANA A MI TIO JORGE, por ser tan especiales y darme mucha fuerza para poder llegar hasta este punto en mi vida y brindarme apoyo incondicional.

A MIS COMPAÑEROS DE TRABAJO DE GRADO.

Les agradezco a mis compañeros MERCEDES VERONICA RIVAS GALVEZ Y A RODOLFO ERNESTO ARANA AREVALO, por darme esa valiosa oportunidad de poder realizar el trabajo de grado con ellos, así también gracias por brindarme el apoyo necesario en todo momento y pasar momentos buenos y difíciles en la etapa de estudiantes y por ser unos amigos distinguidos y ejemplares.

A FAMILIA DE MERCEDES VERONICA RIVAS GALVEZ.

Agradezco con mucha sinceridad a la respetable familia RIVAS GALVEZ, por permitir que llegásemos hasta la comodidad de su casa a trabajar en nuestra tesis y pasar ahí días y noches completas y poder proporcionarnos la sagrada alimentación y estadía.

A FAMILIA DE ARANA AREVALO.

Agradezco con mucha sinceridad a la respetable familia ARANA AREVALO, por permitir que llegásemos hasta la comodidad de su casa a trabajar en nuestra tesis y pasar ahí días y noches completas y poder proporcionarnos los sagrados alimentos y estadía.



A UNA PERSONA MUY ESPECIAL.

Agradezco a EMILY STEFANI FIGUEROA ZELAYA por brindarme su apoyo incondicional y proporcionarme fuerzas, ánimos, y palabras de inspiración en todo momento y por ayudarme a tomar decisiones cuando lo necesitaba.

A MIS AMIGOS.

Agradezco a mis compañeros y amigos con los cuales tuve el honor de poder relacionarme en la universidad y en otras actividades, gracias por apoyarme en todo momento.

A TODOS LOS INGENEROS QUE NOS AYUDARON.

Doy mis enteros agradecimientos a los diferentes ingenieros que contribuyeron en mi formación como profesional, gracias por impartir sus conocimientos y ayudarnos en las diferentes actividades del estudio.

GRACIAS A NUESTRO INGENIERO ASESOR.

Agradezco al INGENIERO RAUL BERMUDEZ por darnos la distinguida oportunidad de tener a un docente de alta capacidad como su persona y dedicar su valioso tiempo para asesorarnos en las diferentes etapas de nuestro trabajo de grado.

SALVADOR ERNESTO ESCOBAR CHAVEZ.



AGRADECIMIENTOS

El esfuerzo tiene su recompensa y hay muchas personas que aportaron su conocimiento, tiempo, apoyo económico, moral y sus consejos para que pudiera culminar una de mis metas a todas esas personas y a Diosito todo poderoso quiero agradecer.

“El temor de Jehová es el principio de la sabiduría, y el conocimiento del Santísimo es la inteligencia”. Proverbios 9:10. Primero quiero dar gracias a DIOS mi padre celestial por regalarme dicha, salud, bienestar y muchas cosas buenas y bendiciones en mi vida.

El mayor apoyo que he podido recibir en mi vida viene de mis papas. Gracias por no solo ayudarme económicamente sino también por sus consejos y por dedicar su tiempo a escucharme, compartir conmigo como amigos, formar en mi una persona de bien con valores morales, con ganas de superarme y prepararme para el futuro.

A MI MAMA: Profa. Urania Gálvez de Rivas por su apoyo y entrega incondicional en cualquier necesidad que se me ha presentado en mi vida, en mi trabajo de graduación y en mis estudios en general.

A MI PAPA: Ing. Edgardo Rivas Herrera por compartir conmigo muchos de sus conocimientos a lo largo de mi trabajo de graduación y mis estudios, apoyarme incondicionalmente y aconsejarme.

A MIS HERMANOS: Alan Rivas y Fabricio Rivas por ser pacientes conmigo, buenos hermanos, ayudarme cuando los necesite y apoyarnos mutuamente en las buenas y en las malas.



A MIS TIOS Y TIAS, especialmente a:

Ing. Adonay Rivas Herrera (Que descansa en paz) Gracias por brindarme parte de sus experiencias acerca de la carrera, confiar en mis conocimientos y apoyarme en los momentos que lo necesite.

Ing. Luis Silfredo Rivas, gracias tío por ser parte importante de una de mis metas, por brindarme su ayuda a través de sus conocimientos desde mis estudios anteriores y apoyarme en mis estudios universitarios.

Ing. Jorge Adalberto Rivas, muchas gracias por asesorarme, transferirme parte de sus experiencias, preparaciones académicas y prepararme un poco para el ámbito laboral.

A UNA PERSONA MUY ESPECIAL: Francisco José Girón muchísimas gracias por su comprensión, apoyo incondicional, por ayudarme, por compartir muchos de sus conocimientos conmigo, creer en mis conocimientos, alegrarse por mis logros y por estar en esta etapa muy importante.

A MI FAMILIA EN GENERAL: Por compartir juntas/os los buenos y malos momentos de la vida, a mis tías por sus palabras de aliento, por creer y confiar en mis conocimientos , a mis primas por ser como mis hermanas y aconsejarme y escucharme cuando lo necesite especialmente a Sonia Rivas, Estela Rivas y Sandra Rivas.

A MI ABUELA: Benita Gálvez Molina gracias por rezar por mis metas y creer en mí. A MIS ABUELOS: Mercedes del Rosario Rivas (QEPD), Jorge Herrera (QEPD), yo sé que desde el cielo se alegran por mi logro porque desde mi infancia me brindaron su amor.



A MIS AMIGAS DE LA INFANCIA: Jenny Escalante y Ceci Escalante, muchas gracias por brindarme su amistad sincera y darme ánimos en los malos momentos.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS Y AMIGOS: Salvador Ernesto Escobar y Rodolfo Ernesto Arana, muchas gracias por permitirme trabajar junto con ustedes, por entendernos, comprendernos y apoyarnos mutuamente a lo largo de la realización de este documento.

A TODAS/OS MIS AMIGAS/OS DE LA UNIVERSIDAD: Gracias a todos/as ustedes por la unión tan grande que hicimos como compañeros y amigos y compartir muchas vivencias agradables e importantes en nuestras vidas.

Muchas gracias a todos/as los docentes que nos impartieron sus conocimientos a lo largo de la carrera y a nuestro Ingeniero asesor por contribuir a nuestra formación académica y profesional.

También un agradecimiento a todas aquellas personas que contribuyeron a la realización y finalización de este trabajo de grado, colaboradores de la Alcaldía de Turín, Familias Arana Arévalo y Escobar Chávez, Ing. Rolando Cente, Ing. Joel Paniagua e Ing. Wilbert López.

Altamente agradecida,

MERCEDES VERÓNICA RIVAS GÁLVEZ.



INDICE

Contenido	N° Pag.
INTRODUCCION.....	xxxiii
CAPITULO I. GENERALIDADES.....	34
1.1. ANTECEDENTES.....	35
INFORMACION IMPORTANTE ACERCA DEL MUNICIPIO DE TURÍN....	37
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	38
1.3. OBJETIVOS.....	42
1.3.1. OBJETIVO GENERAL	42
1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	42
1.4. ALCANCES GLOBALES	43
1.5. LIMITACIONES.....	44
1.6. JUSTIFICACIONES	45
CAPITULO II. MARCO TEORICO DE REFERENCIA	46
2.1 SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO SIG	47
2.1.1 DEFINICIÓN DE SIG	48
2.1.2 MANEJO DE DATOS GRAFICOS TIPO SIG	48
2.1.2.1 SIG VECTORIALES	49
2.1.2.2 SIG RASTER	50
2.1.3 APLICACIÓN DE DATOS GEOGRAFICOS A CUENCAS	51
2.1.3.1 COBERTURA DE CURVAS DE NIVEL	52
2.1.3.2 COBERTURA DE RÍOS Y QUEBRADAS.....	54
2.1.3.3 PUNTO DE INTERÉS.....	55



2.1.3.4	DELIMITACIÓN DE LA CUENCA.....	56
2.2.	ESTUDIO TOPOGRÁFICO.....	56
2.2.1.	PLANIMETRIA	57
2.2.2.	ALTIMETRIA	57
2.3.	ESTUDIO DE SUELOS	58
2.3.1.	SONDEO.....	58
2.3.2.	TIPOS DE SONDEOS.....	58
2.3.2.1.	METODOS DE EXPLORACION DE CARÁCTER PRELIMINAR	59
2.3.2.2.	METODOS DE SONDEO DEFINITIVO	63
2.3.2.3.	METODOS GEOFISICOS	65
2.3.3.	CLASIFICACION DE SUELOS	68
2.3.3.1.	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS).....	69
2.3.3.1.1.	GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS.....	71
2.3.3.1.2.	ESTADOS DE CONSISTENCIA.....	75
2.4.	CLIMATOLOGIA.....	78
2.4.1.	CLIMA	78
2.4.2.	TEMPERATURA	78
2.4.3.	PRECIPITACION	78
2.4.4.	EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (ETP).....	79
2.4.5.	EVAPOTRANSPIRACION REAL (ETr).....	79
2.4.6.	INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA.....	80
2.5.	LAS INUNDACIONES.....	81



2.5.1.	CAUSAS DE LAS INUNDACIONES	81
2.5.2.	MEDIDAS DE DEFENSA FRENTE A LAS INUNDACIONES	82
2.5.3.	VARIABLES QUE INTERVIENEN EN LAS CATASTROFES POR INUNDACIONES.....	83
2.5.3.1.	EL MAL MANEJO DE CUENCAS HIDROGRAFICAS.....	83
2.5.3.2.	EL COMPORTAMIENTO DE LAS LLUVIAS	84
2.5.3.3.	EL SUELO	85
2.5.3.4.	LA VEGETACION.....	85
2.5.3.5.	PRESION Y EXPANSION URBANA	86
2.5.4.	EFFECTOS DE LAS INUNDACIONES	86
2.6.	ESTUDIO HIDROLOGICO	89
2.6.1.	CICLO HIDROLOGICO.....	89
2.6.2.	MODELOS HIDROLOGICOS.....	89
2.6.2.1.	MODELOS EXPERIMENTALES	90
2.6.2.2.	MODELOS FORMALES	90
2.6.2.3.	MODELOS MATEMATICOS.....	90
2.6.2.3.1.	MODELOS DETERMINISTICOS.....	91
2.6.2.3.2.	MODELOS PROBABILISTICOS.....	91
2.6.2.4.	MODELOS CONCEPTUALES.....	92
2.6.2.5.	MODELO FISICO REDUCIDO	92
2.6.2.6.	MODELOS PARAMETRICOS	92
2.6.2.7.	MÉTODO DEL CUERPO DE INGENIEROS DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMERICA.....	93
2.6.2.8.	MODELOS HIDROLOGICOS A UTILIZAR.....	94



2.6.2.8.1. MODELO DE BALANCE HIDROLOGICO	94
2.6.2.8.2. MÉTODO RAS. Recarga Acuífera Subterránea	95
2.6.2.8.3. MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL.....	97
2.6.3. TIPOS DE CUENCAS	98
2.6.3.1. CUENCAS ENDORREICAS	98
2.6.3.2. CUENCAS EXORREICAS.....	98
2.6.3.3. CUENCAS ARREICAS.....	98
2.6.4. CARACTERÍSTICAS FISICAS DE LA CUENCA	99
2.6.4.1. DELIMITACION DE LA CUENCA.....	99
2.6.4.2. ORIENTACION DE LA CUENCA	100
2.6.4.3. ÁREA DE LA CUENCA.....	101
2.6.4.4. LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO.....	101
2.6.4.5. PERIMETRO DE LA CUENCA.....	102
2.6.4.6. ELEVACION MEDIA.....	103
2.6.4.7. PENDIENTE MEDIA.....	103
2.6.4.8. ORDEN DE LA CUENCA	104
2.6.5. PERIODO DE RETORNO.....	104
2.6.6. MÉTODO HIDROMETEREOLÓGICO: LA FORMULA RACIONAL	105
2.6.6.1. CÁLCULO DE LAS I.D.F.	106
2.6.6.2. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN	107
2.6.6.3. CÁLCULO DEL ÁREA DE INFLUENCIA.....	109
2.6.6.4. CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO.....	110



Método Manual por medio de las Isócronas.....	110
2.7. TEORÍA INTRODUCTORIA ACERCA DEL DISEÑO HIDRÁULICO .	114
2.7.1. DEFINICION DE CONCEPTOS BASICOS	115
2.7.2. OBRAS HIDRÁULICAS Y DE MITIGACIÓN DE RIESGOS	118
2.7.2.1. OBRAS DE MITIGACION.....	119
Tipos de muros de contención.....	120
2.7.3. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO DE OBRAS CIVILES.....	128
CAPITULO III. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA	132
3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO DE LA QUEBRADA SECA. VER ANEXO A	133
3.1.1. LEVANTAMIENTO LONGITUDINAL DEL CAUSE. VER ANEXO A	133
3.1.2. LEVANTAMIENTO DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES. VER ANEXO A.	133
3.2. ESTUDIO DE SUELOS	133
3.2.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO.....	133
3.2.1.1. DESCRIPCIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN NORMA ASTM D 2488-00. PROCEDIMIENTO VISUAL-MANUAL.	134
3.2.1.2. GRANULOMETRIA DEL SUELO	139
3.2.1.3. LIMITE LÍQUIDO Y PLASTICO	144
3.2.1.3.1. LIMITE PLÁSTICO.	145
3.2.1.3.2. LIMITE LÍQUIDO.	147
3.2.2. COBERTURA Y USO DE SUELO.....	155



3.3. CLIMATOLOGIA.....	156
3.3.1. TEMPERATURA EN EL AREA DE INTERES.....	156
3.3.2. DATOS DE PRECIPITACIONES EN LA ZONA DE ESTUDIO. ..	160
3.3.3. EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL	161
3.3.4. INTENSIDADES MAXIMAS EN EL SITIO DE INTERES	162
3.3.5. MEDICION DE CAUDAL A TRAVES DE LA HUELLA DE CRECIDA MAXIMA	164
3.4. CATEGORIZACION DE IMPACTO AMBIENTAL	167
3.5. ANÁLISIS HIDROLÓGICO	173
3.5.1. OBTENCIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA EXISTENTE A TRAVÉS DEL SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA	173
3.5.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA MEDIANTE ARC GIS	175
3.5.2.1. ÁREA Y PERÍMETRO DE LA CUENCA.....	175
3.5.2.2. LONGITUD DEL CAUCE MÁS LARGO.....	175
3.5.2.3. RANGO DE ELEVACIONES DE LA CUENCA	176
3.5.2.4. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA	176
3.5.2.5. PERIODO DE RETORNO	176
3.5.2.6. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	176
3.5.3. DETERMINACIÓN DE CAUDAL MÁXIMO POR MEDIO DEL SOFTWARE ARC GIS	177
3.5.3.1. PRECIPITACIONES PROMEDIO MENSUALES.....	177
3.5.3.2. CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL..	179
3.5.3.3. DETERMINACIÓN DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL	181



3.5.3.4.	CALCULO DEL COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN	182
3.5.3.5.	CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.....	184
3.5.3.6.	DETERMINACIÓN DEL CAUDAL UTILIZANDO EL BALANCE HÍDRICO CLIMÁTICO	185
3.5.3.6.1.	DETERMINACIÓN DEL BALANCE HÍDRICO CLIMÁTICO	185
3.5.3.6.2.	CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO CONSTANTE.....	186
3.5.3.7.	CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO UTILIZANDO LA FORMULA RACIONAL	187
3.5.3.7.1.	ESTABLECER LOS POLÍGONOS DE THIESSEN.....	187
3.5.3.7.2.	DEFINIR LA INTENSIDAD MÁXIMA DE DISEÑO.....	188
3.5.3.7.3.	CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO.....	193
CAPITULO IV. ETAPA DE DISEÑO DE LAS OBRAS DE MITIGACION		196
4.1.	RECOPIACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE LOS ESTUDIOS REALIZADOS.....	197
4.2.	ANÁLISIS PARA LA SELECCIÓN DE OBRAS DE MITIGACIÓN	198
4.3.	CRITERIO DE SELECCIÓN DE OBRAS.....	201
4.4.	DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS PRINCIPALES	208
4.4.1.	DISEÑO DE OBRA HIDRÁULICA PRINCIPAL.....	208
4.4.2.	PRESUPUESTO DE OBRAS HIDRÁULICAS PRINCIPALES	226
4.5.	DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN O PROTECCIÓN A PROPONER	245
4.5.1.	DISEÑO DE MUROS DE PROTECCIÓN.....	245
4.5.2.	DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS	259



4.5.3. PRESUPUESTO DE OBRAS DE MITIGACIÓN.....	260
4.6. REALIZACIÓN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	270
PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE	270
EVACUACION DE DESPERDICIOS	270
CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	286
5.1. CONCLUSIONES	287
5.2. RECOMENDACIONES.....	289
BIBLIOGRAFÍA.....	290
ANEXOS.....	294



LISTA DE FIGURAS

Figura	N° de Pag.
CAPITULO I. GENERALIDADES	
Figura 1.1. Bóveda instalada en un sector de la problemática.....	36
Figura 1.2. Ubicación del Municipio de Turín.....	37
Figura 1.3. Sitio en donde concurre parte de la escorrentía generada debido a las precipitaciones.. ..	38
Figura 1.4. Muestra el flujo del agua sobre el camino rural que comunica el Cantón El Jobo y el Caserío Los Escalantes.. ..	39
Figura 1.5. Vaguada generada por la escorrentía superficial.....	39
Figura 1.6. Caída vertiginosa de la escorrentía luego de salir del tubo instalado en el sitio.....	40
Figura 1.7. Barranco ubicado en El Cantón El Jobo del Municipio de Turín.....	41
Figura 1.8. Suelo erosionado debido al incremento en el caudal de la escorrentía.....	41
CAPITULO II. MARCO TEORICO DE REFERENCIA	
Figura 2.1. Diferentes herramientas que posee el programa Arc Gis.	52
Figura 2.2. Curvas de nivel de la cuenca en estudio cargadas al programa Arc GIS.....	53
Figura 2.3. Curvas de nivel con sus diferentes elevaciones, clasificadas por colores en el programa Arc GIS.....	54



Figura 2.4. Mapa de ríos y quebradas generados a partir de las curvas de nivel	55
Figura 2.5. Identificación del punto de interés en el programa Arc GIS.....	55
Figura 2.6. Parte aguas trazado en el programa Arc GIS.....	56
Figura 2.7. Herramientas para sondeos exploratorios: a) cucharas muestreadoras, b) barrenos, c) posteadora.....	60
Figura 2.8: Tipos de penetrometros cónicos utilizados. a) tipo Danés, b) tipo Holandés c) tipo para ensayo dinámico d) tipo de inyección.	62
Figura 2.9: Muestreador más común de tipo Shelby.....	64
Figura 2.10: Arriba: Muestreador para broca de diamante. Abajo: Tipos de brocas.....	65
Figura 2.11. Sistema de un geófono de capacidad utilizado para transmitir las vibraciones amplificadas a un oscilógrafo.....	66
Figura 2.12: Disposición de los elementos al momento de realizar el método de la resistividad eléctrica. (C1 y C2: electrodos de corriente), (P1 Y P2: electrodos de potencial).	67
Figura 2.13. Forma de curvas granulométricas y escala de tamaños adoptada por ASTM.....	74
Figura 2.14: Balance Hidrológico basado en la conservación de la masa.....	95
Figura 2.15. Representación del perímetro de la cuenca o parte agua.	102
Figura 2.16. Nomograma de Vente Chow.....	108



Figura 2.17. Vista frontal de bóveda.	118
Figura 2.18. Principales tipos de muros de contención.....	119
Figura 2.19. Muros de gavión para protección de quebrada ubicada en Residencial Bosques de Santa Elena 1. Proyecto Santa Elena 1.....	122
Figura 2.20. Dique longitudinal de piedra para control de inundaciones.....	123
Figura 2.21. Partes que conforman la sección transversal de un dique artificial de tierra con núcleo impermeable.....	125
Figura 2.22. Secciones transversales de dique de madera (bambú).	126
Figura 2.23. Espigones construidos con gaviones, para proteger las márgenes de un río.....	127

CAPITULO III. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA

Figura 3.1. Visualización de la socavación de un talud lateral de la quebrada.	133
Figura 3.2. Muestras listas para su posterior análisis en laboratorio..	135
Figura 3.3. Muestra procedente del sitio de interés, antes de ser clasificada en el laboratorio.	136
Figura 3.4. Muestra procedente del sitio de interés.	136
Figura 3.5. Parte del diagrama de flujo para identificar suelos inorgánicos de grano fino.....	138
Figura 3.6. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)_(Adaptado de ASTM D 2487, "Clasificación de suelos para fines de ingeniería")..	154



Figura 3.7: Mapa de vegetación y uso del suelo de la micro cuenca en estudio.	156
Figura 3.8: Mapa de temperaturas máximas anuales de El Salvador, Turín se ubica por la zona verde claro en el municipio de Ahuachapán. Ver el círculo..	157
Figura 3.9: Mapa de temperaturas mínimas anuales de El Salvador, Turín se ubica por la zona verde claro en el municipio de Ahuachapán. Ver el círculo..	157
Figura 3.10: Mapa de registro de lluvias para las tres estaciones cercanas a la micro cuenca.....	161
Figura 3.11. Sección actual de la estación 0+119.63, para la cual se diseñó bóveda cajón.....	165
Figura 3.12. Esquematación de la estructura de la categorización.	168
Figura 3.13. Orden de los ríos de la cuenca en estudio.....	173
Figura 3.14. Parteaguas generado a partir del punto de interés y del relieve del terreno.....	174
Figura 3.15. Estaciones cercanas a la cuenca en estudio	178
Figura 3.16. Uso de suelo con su respectivo coeficiente de cultivo.	181
Figura 3.17. Evapotranspiración Real de la cuenca en estudio.	182
Figura 3.18. Mapa de Coeficiente de Infiltración.....	184
Figura 3.19. Mapa de Coeficiente de Escorrentía.....	185
Figura 3.20. Balance Hídrico Climático para la cuenca en estudio.....	186



Figura 3.21. Mapa de acumulacion de caudal en el punto de interes.....	187
Figura 3.22. Mapa de acumulación de caudal y cuadro de valores del punto de interés.....	194

CAPITULO IV. ETAPA DE DISEÑO DE LAS OBRAS DE MITIGACION

Figura 4.1. Parte de escorrentía generada en la zona de estudio.	200
Figura 4.2. En la foto se visualiza el peligro causado por la socavación y erosión de la tierra en uno de los taludes de la vaguada.....	201
Figura 4.3. En la figura se visualiza la sección transversal propuesta de losa de fondo.....	209
Figura 4.4. Sección transversal de losa de techo de bóveda.....	212
Figura 4.5. Sección transversal de losa de techo de bóveda.....	215
Figura 4.6. Sección transversal de la bóveda cajón.....	218
Figura 4.7. Planta donde se muestra el ancho de diseño para la obra hidráulica.	222
Figura 4.8. Sección Transversal de losa bidireccional densa de techo	223
Figura 4.9. Sección Transversal del diseño de Pared de Bóveda de Cajón. ...	224
Figura 4.10. Sección Transversal de Losa de Fundación.	225
Figura 4.11. Dimensiones del muro de gavión propuesto.....	246
Figura 4.12. Dimensiones del muro de mampostería propuesto.....	252



LISTA DE TABLAS Y CUADROS

Tabla o cuadro	N° de Pag.
CAPITULO II. MARCO TEORICO DE REFERENCIA	
Tabla 2.1. Rango de tamices utilizado comúnmente para el análisis del tamaño de las partículas. Fuente.....	73
Cuadro 2.2. Diferentes rangos de plasticidad.	77
Cuadro 2.3. Cuadro de identificación de coeficientes de pendiente y coeficiente de textura vegetal.	96
Cuadro 2.4: Cuadro de identificación de coeficiente de cobertura vegetal..	97
Cuadro 2.5. Características geológicas de tipos de suelo.	112
Cuadro 2.6. Cuadro para el cálculo del área y radio hidráulico.....	130
CAPITULO III. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA	
Tabla 3.1. Peso seco retenido en los diferentes tamices. Fuente. Elaboración propia.....	141
Tabla 3.2. Peso, porcentaje retenido, porcentaje de suelo que pasa por los diferentes tamices y porcentaje acumulado que pasa según ASTM C-33.....	142
Tabla 3.3. Datos para calcular regresión lineal.....	150
Tabla 3.4. Datos para trazar la curva de flujo.	151
Tabla 3.5. Datos sobre el suelo en estudio y valores de los limites plástico y liquido e índice de plasticidad.	152
Tabla 3.6. Temperaturas máximas mensuales y anuales promedio.	158



Tabla 3.7. Temperaturas mínimas mensuales y anuales promedio.....	159
Tabla 3.8. Precipitaciones maximas mensuales para las tres estaciones cercanas a la microcuenca.....	161
Tabla.3.9. Intensidades máximas anuales absolutas registradas para la estación de Ahuachapán.....	163
Tabla 3.10. Diferentes valores de n, coeficiente de rugosidad.....	166
Cuadro 3.11. Criterios para categorizar el grupo A.....	170
Cuadro 3.12. Actividades, obras o proyectos dentro del grupo A.....	171
Cuadro 3.13. Actividades, obras o proyectos dentro del grupo A.....	172
Cuadro 3.14. Precipitaciones maximas mensuales.....	178
Cuadro 3.15. Registro de temperaturas necesarias en ArcGIS de las tres estaciones cercanas a la microcuenca.....	179
Cuadro 3.16. Evapotranspiración Potencial por estación.....	1800
Cuadro 3.17. Valores de Kv obtenidos a través del mapa de Cobertura Vegetal correspondientes a la cuenca en estudio.....	183
Cuadro 3.18. Rango de pendiente y Kp correspondientes a la cuenca de interés.....	183
Cuadro 3.19. Textura de suelo correspondiente al parteaguas trazado en Arc GIS.....	183
Cuadro 3.20. Cuadro de intensidades maximas absolutas para la estacion H-20.....	188



Cuadro 3.21. Intensidades ordenadas ascendentemente, según unidad de tiempo	189
Cuadro 3.22. Valores obtenidos de la gráfica Intensidades versus Frecuencias.	191



LISTA DE GRAFICOS

CAPITULO II. MARCO TEORICO DE REFERENCIA

Grafico 2.1. Comparación de intensidades máximas absolutas de lluvia diaria de eventos extremos lluviosos producidos por sistemas ciclónicos, a escala nacional en El Salvador.	81
--	----

CAPITULO III. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA

Grafico 3.1. Curva Granulométrica de Muestra extraída de la quebrada en estudio con su respectiva zona granulométrica según norma ASTM C- 33....	143
Grafico 3.2. Curva de flujo del suelo en estudio.....	153
Grafico 3.3. Muestra la gráfica generada a partir de la regresión matemática y su correspondiente ecuación.	180
Grafico 3.4. Graficas Intensidades versus Frecuencias para los tiempos de 30, 45 y 60 minutos.....	190
Grafico 3.5. Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia de la estación Atiquizaya H-20.....	192



INTRODUCCION

Debido al descontrolado crecimiento poblacional y a la falta de un plan de ordenamiento de desarrollo urbano del que carece nuestro país, los diferentes problemas generados principalmente en la época lluviosa, afectan muy seriamente a personas que habitan en zonas de alto riesgo, principalmente en los alrededores de quebradas y ríos que sufren de desbordamiento o acumulación de escorrentía superficial.

Por lo anterior y como herramienta base para el análisis de la problemática en un sector del Cantón El Jobo, Municipio de Turín, se realizaron diversos estudios técnicos cuyo procedimiento y resultados se presentan en este trabajo de grado. Entre los diferentes estudios técnicos contemplados se encuentran: estudio topográfico, realizado con la finalidad de determinar la planimetría y altimetría de la zona de interés obteniendo como resultados planta topográfica, perfil y secciones de la quebrada seca en estudio. El estudio de suelos incluye una clasificación del tipo de suelo en la zona de interés por medio del Sistema Unificado de Clasificación del Suelo. El estudio hidrológico presenta una caracterización de la cuenca en estudio y el cálculo para la obtención del caudal por medio del Software ArcGIS. Por medio de los resultados obtenidos de los estudios técnicos realizados se contemplaron criterios para la propuesta y selección de obras hidráulicas y de mitigación, que puedan atenuar el desbordamiento de la escorrentía superficial.

El diseño de las obras principales y secundarias se muestra en el capítulo IV, basándose en los resultados obtenidos que son mostrados en el capítulo III, además en este documento se presenta el diseño, presupuesto, especificaciones técnicas y planos de las obras hidráulicas y de mitigación para contrarrestar los inconvenientes generados por las lluvias en un sector del Cantón El Jobo.



CAPITULO I. GENERALIDADES

2010



1.1. ANTECEDENTES

El crecimiento poblacional acelerado del que sufre nuestro país, obliga a las personas a residir en lugares de alto riesgo, alterando las condiciones de vida de las comunidades, que a su vez contribuyen a un desequilibrio de los recursos naturales y es por esto que la vida de las personas que habitan en esos lugares se ve amenazada.

Debido a la época lluviosa en nuestro país, los ríos, quebradas, entre otro tipo de escorrentías, aumentan su caudal, ocasionando desbordamiento y poniendo en peligro la vida de las personas que habitan en zonas de alto riesgo.

Este tipo de inconvenientes es muy frecuente en El Salvador, debido a múltiples factores, tanto climáticos, económicos, políticos, entre otros. Nuestro país no cuenta con las obras suficientes para mitigar estos problemas que año con año van aumentando debido a la alta tasa de crecimiento poblacional con la que cuenta el territorio nacional y al uso incontrolado de los recursos naturales.

Lo planteado anteriormente es la realidad que se vive desde hace aproximadamente 8 años¹ en el cantón El Jobo, municipio de Turín, departamento de Ahuachapán, en donde personas que residen a orillas de la ex línea férrea se ven afectadas en la época lluviosa debido a que una quebrada cercana a sus hogares inunda la zona.

Tomando en cuenta esta problemática, la alcaldía no ha ejecutado alguna obra para mitigar definitivamente el desbordamiento generado por las

¹ Dato según testimonio de poblador Sr. Ruperto Contreras y Alcaldía Municipal



precipitaciones, mientras la población demanda alguna solución a lo que se vive en dicho lugar.

Cabe mencionar que en la zona, específicamente en los inicios de la quebrada que se desborda, existe un tubo de cemento que al parecer no ha contrarrestado la problemática, esto se supone debido a que el área hidráulica proporcionada por la tubería, no es la suficiente para el caudal que circula por ella, esta situación será demostrada mediante el estudio hidrológico. La dimensión del diámetro del tubo instalado es de 48 pulgs. (Figura 1.1)



Figura 1.1. Bóveda instalada en un sector de la problemática. Fotografía capturada el 12 de septiembre de 2009. Fuente: Elaboración propia.



INFORMACION IMPORTANTE ACERCA DEL MUNICIPIO DE TURÍN

El municipio de Turín está ubicado en la zona occidental del país; está limitado al Norte, Este y Sur por Atiquizaya y al Oeste por Ahuachapán (ver figura 1.2). El municipio se divide en 2 cantones y 5 caseríos: Cantón El Jobo y Cantón El Paraíso; Caserío El Carmen, Los Escalantes, El Níspero, Ana Elena, San José. Además posee 3 barrios: El Socorro, La Unión, El Transito.

Sus principales cultivos son: café y granos básicos. Existe la fabricación de canastos de bambú.

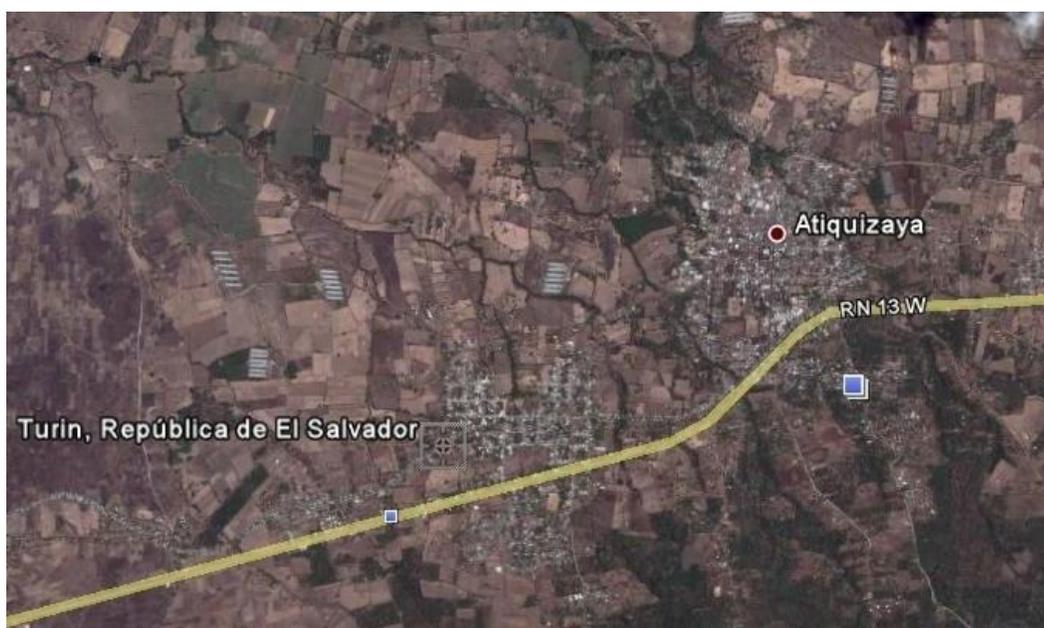


Figura 1.2. Ubicación del Municipio de Turín. Fuente: Google Earth.

Cuenta con diferentes infraestructuras como: alcaldía, unidad de salud, escuelas, instituto y una casa comunal.

También tiene una ludoteca, que ha servido de mucho apoyo para contrarrestar los problemas sociales. Los servicios básicos que posee son: agua, energía eléctrica, teléfono, correos, policía y juzgado de paz.

Cuenta con una población estimada de 7,000 habitantes.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente la alcaldía municipal de Turín está implementando esfuerzos en la solución de la problemática existente en el Cantón El Jobo, debido a que en la zona se presentan inundaciones en época lluviosa. Dichas inundaciones se deben principalmente a que el municipio no cuenta con alcantarillado sanitario y de aguas lluvias para poder evacuar el agua generada por las precipitaciones (ver figura 1.3 y 1.4).



Figura 1.3. Sitio en donde concurre parte de la escorrentía generada debido a las precipitaciones. Fotografía tomada el 12 de septiembre de 2009. Fuente. Elaboración propia.



Figura 1.4. Muestra el flujo del agua sobre el camino rural que comunica el Cantón El Jobo y el Caserío Los Escalantes. Fotografía tomada el 8 de septiembre de 2010. Fuente. Elaboración propia.

Debido a la escorrentía generada en una zona del municipio se produce un caudal que se descarga en el área de estudio. El caudal proviene desde una parte del sector del Barrio El Socorro y desemboca en un barranco ubicado en el Cantón El Jobo (ver figura 1.5 y 1.6), lugar en donde se produce un crecimiento de la escorrentía superficial.



Figura 1.5. Vaguada generada por la escorrentía superficial. Fotografía tomada el 12 de septiembre de 2009. Fuente: Elaboración propia.



Figura 1.6. Caída vertiginosa de la escorrentía luego de salir del tubo instalado en el sitio. Fotografía tomada el 30 de mayo de 2010. Fuente: Elaboración propia.

En consecuencia de lo mencionado anteriormente se plantea el siguiente problema:

Desbordamiento de la quebrada seca, que por efecto ocasiona erosión (ver figura 1.7) en los terrenos aledaños, preocupación a los pobladores por posible inundación de sus hogares, obstaculiza el paso que conecta el Cantón El Jobo con los caseríos El Carmen y Los Escalantes (Población estimada según la alcaldía de 900 habitantes de caseríos y El Cantón El Jobo), pérdidas de cultivos que a su vez generan disminución del ingreso económico.



Figura 1.7. Barranco ubicado en El Cantón El Jobo del Municipio de Turín. Fotografía capturada el 8 de septiembre de 2010. Fuente: Elaboración propia.



Figura 1.8. Suelo erosionado debido al incremento en el caudal de la escorrentía. Fotografía capturada el 12 de septiembre de 2009. Fuente: Elaboración propia.



1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- Mejorar la calidad de vida de los pobladores que habitan en El Cantón El Jobo, Municipio de Turín.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Delimitar la cuenca hidrológica de interés.
- Estimar el tipo, configuración y comportamiento del suelo mediante pruebas físicas del mismo.
- Determinar la variación del caudal y los niveles de aguas máximas mediante un estudio hidrológico.
- Mostrar una simulación virtual del comportamiento de la escorrentía superficial generada por las precipitaciones en la época lluviosa, mediante el programa Arc GIS.
- Elaborar el diseño de obras hidráulicas que genere la mejor solución al problema existente en El Cantón El Jobo, Municipio de Turín, Departamento de Ahuachapán.



1.4. ALCANCES GLOBALES

Con el proyecto denominado **“DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS PARA MITIGAR EL DESBORDAMIENTO DE LA ESCORRENTIA SUPERFICIAL UBICADO EN EL CANTÓN EL JOBO, MUNICIPIO DE TURIN, DEPARTAMENTO DE AHUACHAPAN”** se pretende solucionar el desbordamiento e inundaciones generados por las precipitaciones en la época lluviosa, esto se hará con el estudio hidrológico del área delimitada por la cuenca, posteriormente el diseño de una obra hidráulica, tomando como base los resultados obtenidos de una serie de estudios realizados a la zona de interés. Esta obra de mitigación tendrá como propósito principal encausar la escorrentía superficial que se forma en dicho lugar y llevarla hasta una quebrada ubicada en el Caserío Escalante que luego desemboca en el Rio Agua Caliente ubicado entre el Municipio de Atiquizaya y Turín, además evitará de manera permanente las inundaciones provocadas por las precipitaciones. Para poder alcanzar los objetivos planteados se debe de realizar las siguientes acciones:

1. Realizar visitas de campo al lugar para indagar la problemática existente, con el fin de poder brindar la solución adecuada al problema.
2. Establecer comunicación con los habitantes del lugar con el fin de obtener datos históricos sobre la problemática existente.
3. Elaborar un estudio hidrológico de la cuenca para determinar el caudal máximo formado por las precipitaciones, esto se realizará con el programa Arc GIS 9.3.
4. A partir de lo anterior, diseñar la obra hidráulica que más se adapte a las condiciones que presenta la zona en riesgo.
5. Promover reuniones con la alcaldía municipal de Turín y los representantes de la comunidad para concientizar sobre la problemática que se está viviendo en dicha sector.



1.5. LIMITACIONES

- Presupuesto limitado de la alcaldía obstaculizando la priorización del proyecto y su realización.
- Falta de acceso al lugar de la problemática en época de invierno.
- Época inadecuada en que se ejecuta la investigación, impidiendo realizar diversos estudios técnicos en la zona.
- Indeterminación del caudal de la vaguada en época seca.



1.6. JUSTIFICACIONES

En nuestro país existen muchos lugares que no cuentan con sistema de alcantarillado y de aguas lluvias, generando un alto caudal de escorrentía superficial, pues el agua no se encausa a un punto específico, por lo tanto se generan inundaciones en áreas susceptibles al estancamiento.

Tomando como base lo anterior, es de vital importancia para mejorar la calidad de vida de los habitantes de zonas afectadas por las inundaciones, realizar el diseño y construcción de obras civiles que contribuyan a resolver este problema.

En busca de las mejores alternativas de solución a esta realidad, se deben de realizar estudios previos para conocer a fondo la situación en la que se encuentra el área afectada.

La problemática mencionada anteriormente es la que se vive en el cantón El Jobo, Municipio de Turín, Departamento de Ahuachapán, para la cual, es preciso realizar el diseño y construcción de una obra civil, ya que no solo se contribuye a brindar la seguridad de las personas aledañas al lugar, sino que también se proporciona accesibilidad a la zona en la época lluviosa, esto debido a que el paso vehicular en la principal vía de acceso es bloqueado por la excesiva escorrentía superficial; al mismo tiempo ayuda a evitar la erosión del suelo y por consiguiente el daño a los cultivos de los terrenos cercanos al área de estudio.

A raíz de lo anterior, existe la necesidad de realizar un estudio, diseño y construcción de obras hidráulicas que contribuya a mejorar el paso de la escorrentía superficial, en el cantón El Jobo, municipio de Turín, sin generar consecuencias adversas al medio ambiente.



CAPITULO II. MARCO TEORICO DE REFERENCIA

2010



2.1 SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO SIG

El sistema de información geográfica SIG se ha venido desarrollando desde tiempos remotos en que la tecnología no había alcanzado su auge. Con todos los desarrollos tecnológicos que se vinieron generando a partir desde el momento en que surgió la necesidad de establecer por medio de la cartografía: ubicaciones, uso y tipos de suelo, accidentes geográficos, entre otras aplicaciones importantes; se contribuyó a crear completamente el Sistema de Información Geográfica SIG.

El comienzo del siglo XX vio el desarrollo de la "foto litografía" donde los mapas eran separados en capas. El avance del hardware impulsado por la investigación en armamento nuclear daría lugar, a comienzos de los años 60, al desarrollo de aplicaciones cartográficas para computadores de propósito general.

El año 1962 vio la primera utilización real de los SIG en el mundo, concretamente en Ottawa (Ontario, Canadá) y a cargo del Departamento Federal de Silvicultura y Desarrollo Rural. Desarrollado por Roger Tomlinson, el llamado Sistema de Información Geográfica de Canadá (*Canadian Geographic Information System*, CGIS) fue utilizado para almacenar, analizar y manipular datos recogidos para el Inventario de Tierras Canadá (*Canada Land Inventory*, CLI) - una iniciativa orientada a la gestión de los vastos recursos del país con información cartográfica relativa a tipos y usos del suelo, agricultura, espacios de recreo, vida silvestre, aves acuáticas y silvicultura, todo ello escala de 1:50.000. Se añadió, así mismo, un factor de clasificación para permitir el análisis de la información.

El *Sistema de Información Geográfica de Canadá* fue el primer SIG en el mundo similar a tal y como los conocemos hoy en día, y un considerable avance con respecto a las aplicaciones cartográficas existentes hasta entonces, puesto que



permitía superponer capas de información, realizar mediciones y llevar a cabo digitalizaciones y escaneos de datos. Asimismo, soportaba un sistema nacional de coordenadas que abarcaba todo el continente, una codificación de líneas en "arcos" que poseían una verdadera topológica integrada y que almacenaba los atributos de cada elemento y la información sobre su localización en archivos separados.²

2.1.1 DEFINICIÓN DE SIG

Un **Sistema de Información Geográfica (SIG o GIS**, en su acrónimo inglés (Geographic Information System)) es una integración organizada de *hardware*, *software* y datos geográficos diseñado para capturar, almacenar, manipular, analizar y desplegar en todas sus formas la información geográficamente referenciada con el fin de resolver problemas complejos de planificación y gestión.

2.1.2 MANEJO DE DATOS GRAFICOS TIPO SIG

Los datos SIG representan los objetos del mundo real (carreteras, el uso del suelo, altitudes). Los objetos del mundo real se pueden dividir en dos abstracciones: objetos discretos (una casa) y continuos (cantidad de lluvia caída, una elevación). Los SIG que se centran en el manejo de datos en formato vectorial son más populares en el mercado. No obstante, los SIG raster son muy utilizados en estudios que requieran la generación de capas continuas, necesarias en fenómenos no discretos; también en estudios medioambientales donde no se requiere una excesiva precisión espacial (contaminación atmosférica, distribución de temperaturas, localización de especies marinas, análisis geológicos, etc.).

Existen dos formas de almacenar los datos en un SIG: raster y vectorial.

² Página web:
[//es.wikipedia.org/wiki/Sistema_de_Informaci3n_Geogr3fica#Historia_de_su_desarrollo](https://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_de_Informaci3n_Geogr3fica#Historia_de_su_desarrollo)



2.1.2.1 SIG VECTORIALES

En un SIG, las características geográficas se expresan con frecuencia como vectores, manteniendo las características geométricas de las figuras.

En los datos vectoriales, el interés de las representaciones se centra en la precisión de localización de los elementos geográficos sobre el espacio y donde los fenómenos a representar son discretos, es decir, de límites definidos. Cada una de estas geometrías está vinculada a una fila en una base de datos que describe sus atributos.

En este tipo de almacenamiento de datos suelen definirse los mapas por medio de coordenadas cartesianas (X, Y) (Longitud/ Latitud, etc.), basadas en los principios de la geometría euclidiana. Ya que el sistema de coordenadas cartesianas, es el que mas se utiliza para medir la posición espacial y para analizar sus diversas propiedades (longitud, perímetro y área) incluyendo la medición, entre otros. Se utilizan tres notaciones básicas para representar la posición espacial de los fenómenos geográficos:

- **Puntos**

Los puntos se utilizan para las entidades geográficas que mejor pueden ser expresadas por un único punto de referencia. En otras palabras: la simple ubicación. Por ejemplo, las ubicaciones de los pozos, mojones geodésicos, represas, cabeceras municipales, picos de elevaciones o puntos de interés, entre otros. Los puntos transmiten la menor cantidad de información de estos tipos de archivo y no son posibles las mediciones. También se pueden utilizar para representar zonas a una escala pequeña. Por ejemplo, las ciudades en un mapa del mundo estarán representadas por puntos en lugar de polígonos.



- **Líneas o polilíneas**

Las líneas unidimensionales o polilíneas son usadas para rasgos lineales como ríos, caminos, carreteras, ferrocarriles, rastros, líneas topográficas o curvas de nivel. De igual forma que en las entidades puntuales, en pequeñas escalas pueden ser utilizados para representar polígonos. En los elementos lineales puede medirse la distancia.

- **Polígonos**

Los polígonos bidimensionales se utilizan para representar elementos geográficos que cubren un área particular de la superficie de la tierra. Estas entidades pueden representar lagos, límites de parques naturales, edificios, provincias, o los usos del suelo, por ejemplo. Los polígonos transmiten la mayor cantidad de información en archivos con datos vectoriales y en ellos se pueden medir el perímetro y el área.³

2.1.2.2 SIG RASTER

Un Sistema de Información Geográfica RASTER, consiste de un conjunto de mapas representados digitalmente en forma de rejilla de rectángulos regulares y de igual tamaño (se compone de filas y columnas de celdas); su unidad básica es el "pixel", el cual almacena un único valor.

Otros valores registrados para cada celda puede ser un valor discreto, como el uso del suelo, valores continuos, como temperaturas, o un valor nulo si no se dispone de datos. Si bien una trama de celdas almacena un valor único, estas pueden ampliarse mediante el uso de las bandas del raster para representar los colores RGB (rojo, verde, azul), o una tabla extendida de atributos con una

³ Alvin López López. Modelación hidrológica de la subcuenca Lempa Alto, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras). Año 2009.



fila para cada valor único de células. La resolución del conjunto de datos raster es el ancho de la celda en unidades sobre el terreno.

Los datos raster se almacenan en diferentes formatos, desde un archivo estándar basado en la estructura de TIFF, JPEG, etc. a grandes objetos binarios (BLOB), los datos almacenados directamente en Sistema de gestión de base de datos. El almacenamiento en bases de datos, cuando se indexan, por lo general permiten una rápida recuperación de los datos raster, pero a costa de requerir el almacenamiento de millones registros con un importante tamaño de memoria. En un modelo raster cuanto mayores sean las dimensiones de las celdas menor es la precisión o detalle (resolución) de la representación del espacio geográfico.⁴

2.1.3 APLICACIÓN DE DATOS GEOGRAFICOS A CUENCAS

Como se mencionó anteriormente, Arc Gis es un programa que posee múltiples funciones para el estudio de superficies y áreas de interés. Arc Gis funciona u opera a través de la superposición de capas, con el fin de hacer un estudio mas exacto y con mayor precisión para los fines que el usuario estime convenientes.

Arc Gis, al igual que otro software especializado en ingeniería, es un complejo programa el cual fue diseñado con el objetivo que el usuario pueda realizar tareas complejas con el simple uso del "mouse"; dicho programa posee:

- Barra de herramientas, la cual consta de nueve botones.
- Barras de herramientas estándar.
- Arc Toolbox, el cual es la base para operar todo el programa, ya en éste se encuentran todas las herramientas de las diferentes ramas y campos de aplicación del programa (ver figura 2.1)

⁴ Saúl Humberto Elizondo. Modelación hidrológica de la subcuenca del río Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras). Año 2009.

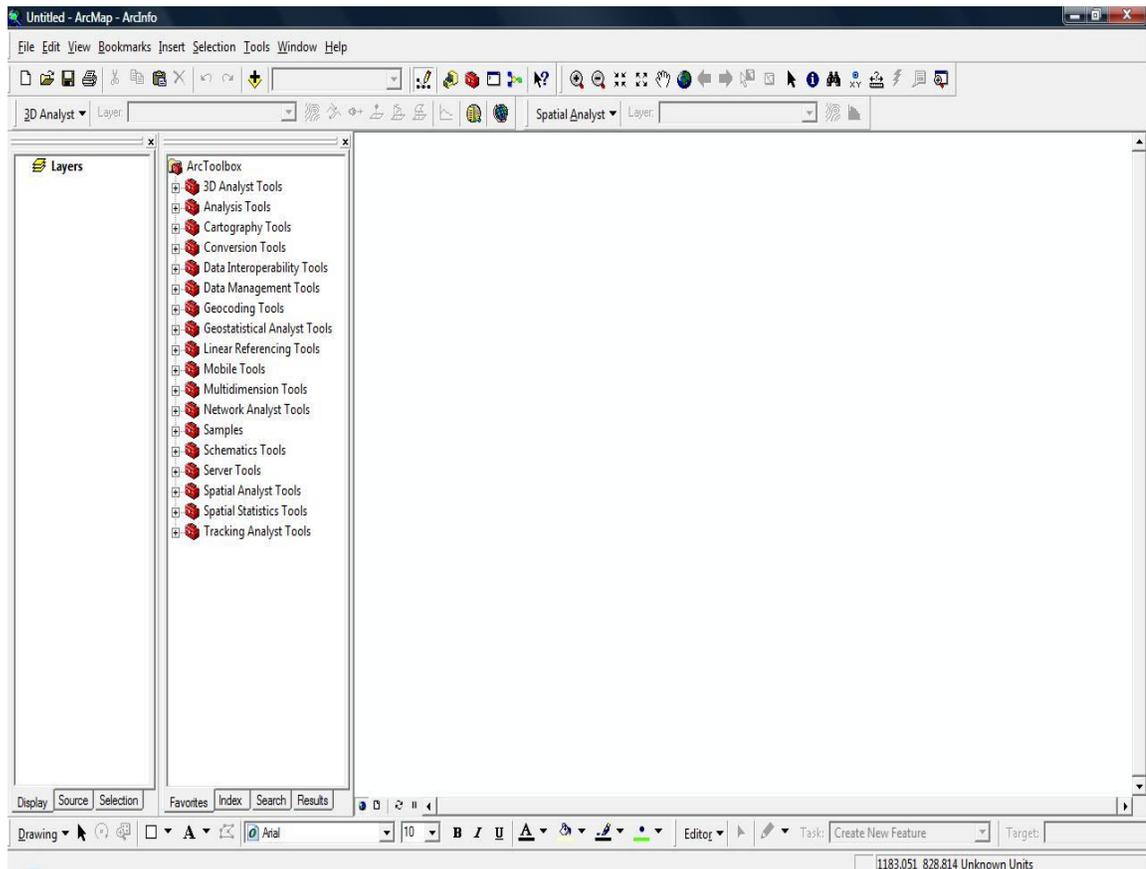


Figura 2.1. Diferentes herramientas que posee el programa Arc Gis. Fuente. Elaboración propia

En la figura anterior se puede apreciar la pantalla principal de presentación del programa con sus diferentes barras de herramientas, accesos directos y la herramienta Arc Toolbox.

2.1.3.1 COBERTURA DE CURVAS DE NIVEL

Para poder realizar un estudio hidrológico con el software antes descrito, es preciso haber digitalizado las curvas de nivel del cuadrante topográfico obtenido en el Centro Nacional de Registros. Cabe mencionar que dichas curvas tienen que estar en formato de polilínea en un archivo con extensión Cad. A través de la herramienta Arc Catalog se hace la extracción de las curvas de nivel del



archivo Cad hacia Arc Gis, las curvas de nivel se mostrarán en pantalla, como se puede apreciar en la figura 2.2 (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle):

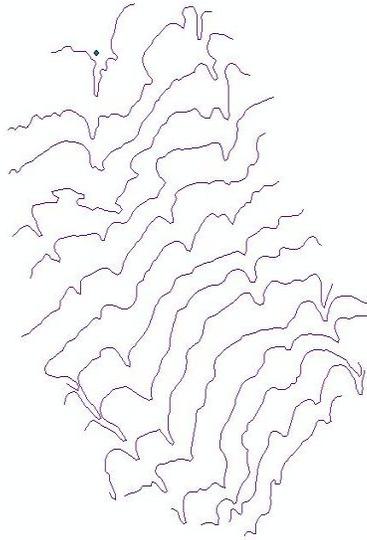


Figura 2.2. Curvas de nivel de la cuenca en estudio cargadas al programa Arc GIS. Fuente: Elaboración propia.

Una vez importadas las curvas de nivel, es necesario transformarlas a formato vectorial, esto se realiza a través del menú 3D Analys. Una vez transformadas, Arc Gis mostrará en pantalla las curvas con sus diferentes elevaciones clasificadas por colores según la altura de éstas. (Ver figura 2.3). (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle)

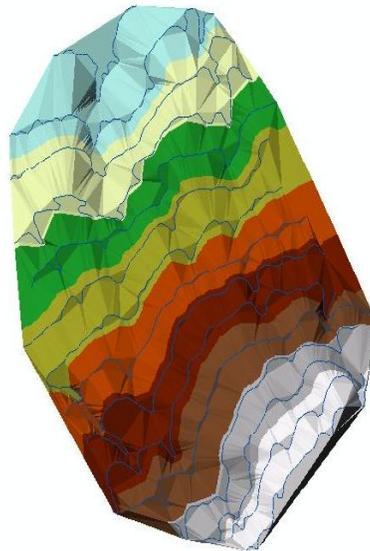


Figura 2.3. Curvas de nivel con sus diferentes elevaciones, clasificadas por colores en el programa Arc GIS. Fuente: Elaboración propia.

2.1.3.2 COBERTURA DE RÍOS Y QUEBRADAS

Arc Gis permite trabajar con capas previamente establecidas, estas capas pueden haber sido extraídas de otro archivo Gis o creadas en programas compatibles. Para el caso de nuestro país, el Centro Nacional de Registros y otras entidades gubernamentales cuentan con la información detallada de la cobertura de ríos y quebradas de El Salvador. Una de las funciones más importantes y destacadas de dicho software es el cálculo y la elaboración de mapas de ríos y quebradas a través de las curvas de nivel. Aplicada esta función a la cuenca en estudio, podemos visualizar el mapa creado por Arc Gis (ver figura 2.4). (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle):

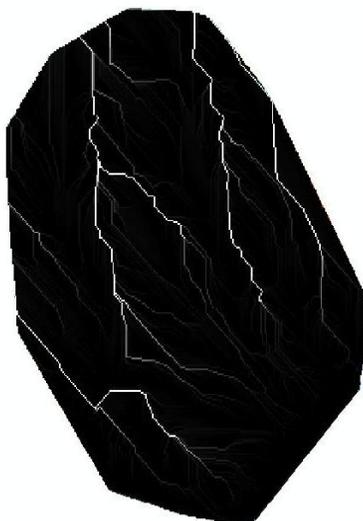


Figura 2.4. Mapa de ríos y quebradas generados a partir de las curvas de nivel. Fuente: Elaboración propia.

2.1.3.3 PUNTO DE INTERÉS

El punto de interés es el lugar en donde se llevará a cabo la construcción de la obra civil, por lo tanto es ahí donde nos interesa conocer el caudal. (Ver figura 2.5). (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle):

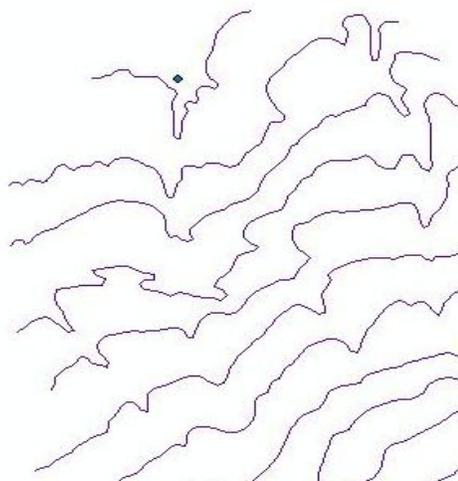


Figura 2.5. Identificación del punto de interés en el programa Arc GIS. Fuente: Elaboración propia.

2.1.3.4 DELIMITACIÓN DE LA CUENCA

A través del estudio hidrológico podemos delimitar la cuenca manualmente, basándonos en el punto de interés, los ríos principales, secundarios y en las curvas de nivel. Esto también se puede elaborar, y de manera más exacta con el software Arc Gis, a través de las curvas de nivel y de la ubicación del punto de interés. El software automáticamente crea el parte aguas y define su área y perímetro, así como otros valores físicos que el usuario solicite.

En la figura 2.6 se muestra el parte aguas calculado por Arc Gis para la cuenca en estudio. (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle):

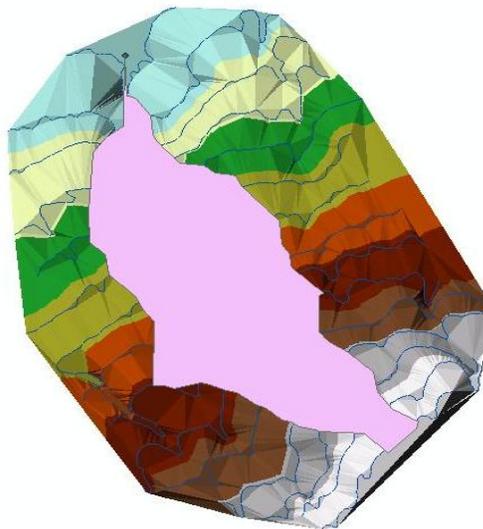


Figura 2.6. Parte aguas trazado en el programa Arc GIS. Fuente: Elaboración propia.

2.2. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

La topografía (de *topos*, "lugar", y *grafos*, "descripción") es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie de la Tierra, con sus formas y detalles, tanto naturales como artificiales (ver planimetría y altimetría). Esta representación tiene lugar sobre superficies planas, limitándose a pequeñas



extensiones de terreno, utilizando la denominación de geodesia para áreas mayores. De manera muy simple, puede decirse que para un topógrafo la Tierra es plana, mientras que para un geodesta no lo es.

Para eso se utiliza un sistema de coordenadas tridimensional, siendo la X y la Y competencia de la planimetría, y la Z de la altimetría.

Los mapas topográficos utilizan el sistema de representación de planos acotados, mostrando la elevación del terreno utilizando líneas que conectan los puntos con la misma cota respecto de un plano de referencia, denominadas curvas de nivel, en cuyo caso se dice que el mapa es *hypsográfico*. Dicho plano de referencia puede ser o no el nivel del mar, pero en caso de serlo se hablará de altitudes en lugar de cotas.

2.2.1. PLANIMETRIA

La planimetría es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala de todos los detalles interesantes del terreno sobre una superficie plana (plano geometría), prescindiendo de su relieve.

2.2.2. ALTIMETRIA

La altimetría (también llamada hipsometría) es la parte de la Topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura; también llamada "cota", de cada uno de los puntos, respecto de un plano de referencia. Con la Altimetría se consigue representar el relieve del terreno, (planos de curvas de nivel, perfiles, entre otros.)⁵

⁵ Pagina web: <http://es.wikipedia.org/wiki/Topografía>



2.3. ESTUDIO DE SUELOS

De la Mecánica de Suelos se desprende de una manera obvia la necesidad que se tiene de contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonable exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en los análisis. En realidad es en el laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista debe obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presente y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con el que haya de laborar.

2.3.1. SONDEO

El sondeo geotécnico es un tipo de prospección manual o mecánica, perteneciente a las técnicas de reconocimiento geotécnico del terreno, llevadas a cabo para conocer las características del terreno. Se trata de perforaciones de pequeño diámetro, (entre 65 y 140 mm) que, aunque no permiten la visión "in situ" del terreno, de ellos se pueden obtener testigos del terreno perforado, así como muestras, y realizar determinados ensayos en su interior.

2.3.2. TIPOS DE SONDEOS

Los tipos principales de sondeo que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

- a) Métodos de exploración de carácter preliminar
- b) Métodos de sondeo definitivo
- c) Métodos geofísicos



2.3.2.1. METODOS DE EXPLORACION DE CARÁCTER PRELIMINAR

Estos métodos consisten en un análisis preliminar del suelo para conocer las características físicas del mismo, así también verificar otros parámetros por medio de la observación y la realización de pruebas sin mayor complejidad en el área de estudio, esto incluye la recopilación de muestras de suelo generalmente alteradas, pero con un grado de confiabilidad aceptable.

Entre estos métodos se pueden mencionar los siguientes:

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Método de lavado
- d) Método de Penetración Estándar
- e) Método de Penetración Cónica
- f) Perforaciones en boleos y gravas

a) Pozos a cielo abierto

Este método es considerado como el más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo.

b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares

En estos sondeos exploratorios la muestra del suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente al contenido de agua, por lo menos en suelos muy plásticos. La muestra se extrae con herramientas como se muestra en la figura 2.7:

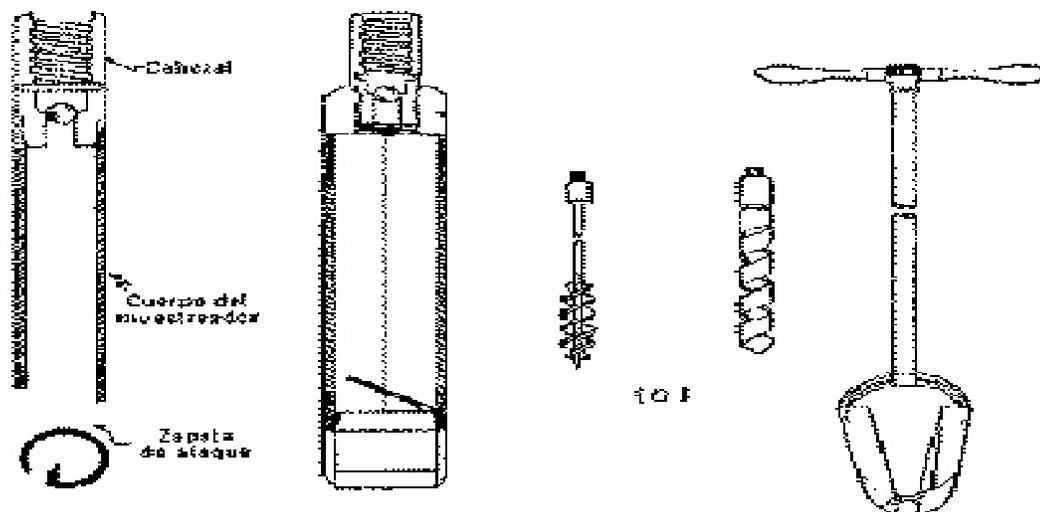


Figura 2.7. Herramientas para sondeos exploratorios: a) cucharas muestreadoras, b) barrenos, c) posteadora. Fuente. Pg web: www.ucn.cl

c) Método de lavado

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de un metro al marcar las fronteras entre los diferentes estratos). Este método se utiliza también en ocasiones como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración. Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.



d) Método de Penetración Estándar

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no solo en lo referente a descripción en suelos puramente friccionantes. La prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, cuyas características son fundamentales respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple.

e) Método de penetración cónica

Este método consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos los cuales se muestran en la figura 2.8.

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hincan a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en el segundo el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae. En este método es normal usar un peso para la penetración de 63.5kgs con 76cms de caída y se cuentan los golpes para 30cms de penetración de la herramienta.

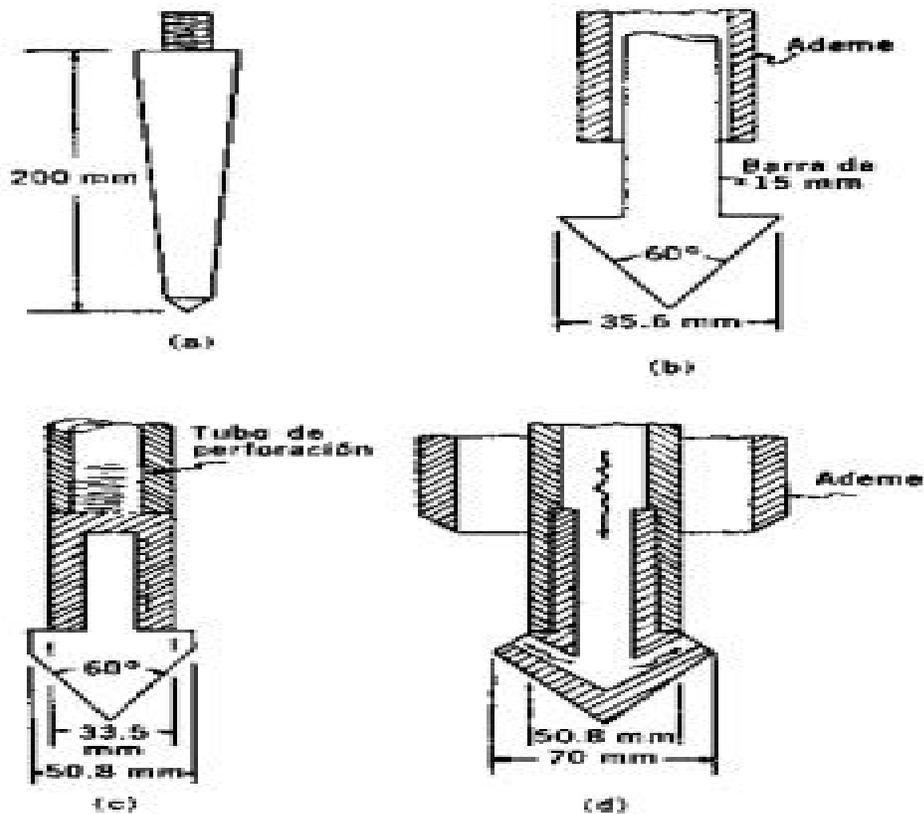


Figura 2.8: Tipos de penetrometros cónicos utilizados. a) tipo Danés, b) tipo Holandés c) tipo para ensayo dinámico d) tipo de inyección. Fuente. Pg web: www.ucn.cl

f) Perforaciones con boleos y gravas

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser penetrados con las herramientas utilizadas en los métodos antes descritos. En estos casos se hace necesario el empleo de herramientas más pesadas, del tipo de barretones con taladro de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión, manejándolos con cables.



2.3.2.2. METODOS DE SONDEO DEFINITIVO

En este apartado se incluyen los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad, resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos anteriormente mencionados.

a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado

Este método de exploración es el mismo descrito en la sección 2.3.2.1, literal a), por lo que no se considera necesario describirlo nuevamente. Sin embargo, es conveniente insistir en el hecho de que cuando es factible, debe considerarse el mejor de todos los métodos de exploración a disposición del ingeniero para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de una obra.

b) Muestreo con tubos de pared delgada.

Este método consiste en extraer una porción de suelo a través de una herramienta llamada muestreador, el cual es un tubo de pared delgada que puede ser de diferentes diámetros; el grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han demostrado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico.

En la figura 2.9 aparece uno de los tipos más comunes de muestreador de pared delgada.

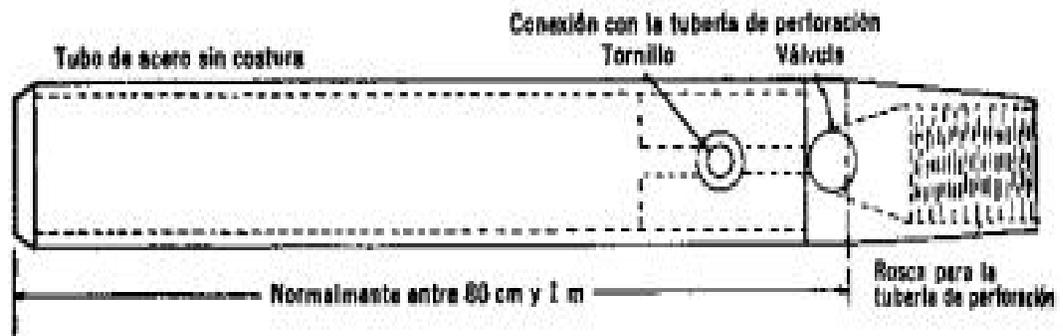


Figura 2.9: Muestreador más común de tipo Shelby. Fuente. Pg web: www.ucn.cl.

c) Métodos rotatorios para roca

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando en el curso de la perforación las herramientas hasta aquí descritas tropiezan con un bloque grande de naturaleza rocosa, no es posible lograr penetración con los métodos estudiados y ha de recurrirse a un procedimiento diferente; es entonces cuando se hace indispensable recurrir al empleo de maquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación.

En el segundo caso, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. Ver figura 2.10.

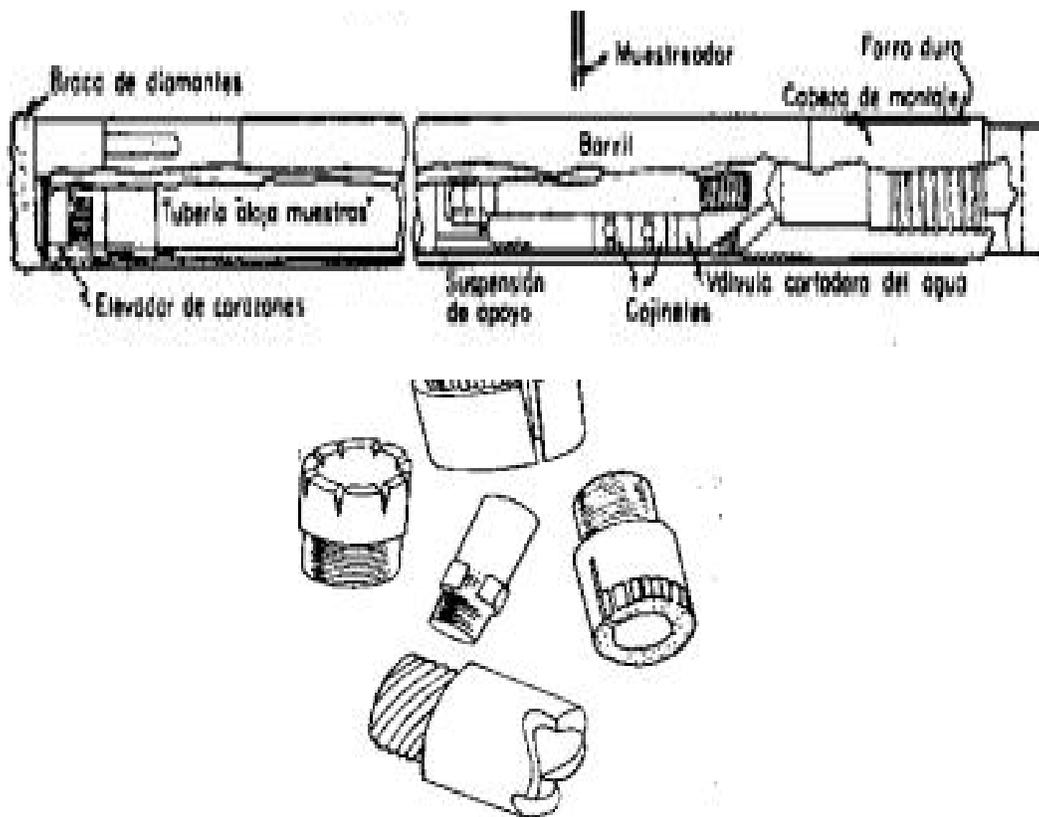


Figura 2.10: Arriba: Muestreador para broca de diamante. Abajo: Tipos de brocas. Fuente. Pg web: www.ucn.cl.

2.3.2.3. METODOS GEOFISICOS

Los métodos geofísicos de exploración de suelos son desarrollados principalmente con el propósito de determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo. Los métodos se han aplicado, para realizar investigaciones preliminares de lugares para localizar presas de tierra o para determinar, perfiles de roca basal. Los métodos son rápidos y expeditos, permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto. A continuación se describen brevemente los principales métodos que se han desarrollado hasta hoy; de ellos los dos primeros son los más importantes:

a) Método sísmico

Este procedimiento se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales. Las mediciones realizadas sobre diversos medios permiten establecer que esa velocidad de propagación varía entre 150 y 2500 m/s en suelos, correspondiendo los valores mayores a mantos de grava muy compactos, y las menores a arenas sueltas; los suelos arcillosos tienen valores medios, mayores para las arcillas duras y menores para las suaves. Como término de comparación se menciona el hecho de que en el agua la velocidad de propagación de este tipo de onda es del orden de 1400 m/s. esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente Nitroamonio. Por la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los geófonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. Un esquema del dispositivo aparece en la figura 2.11.

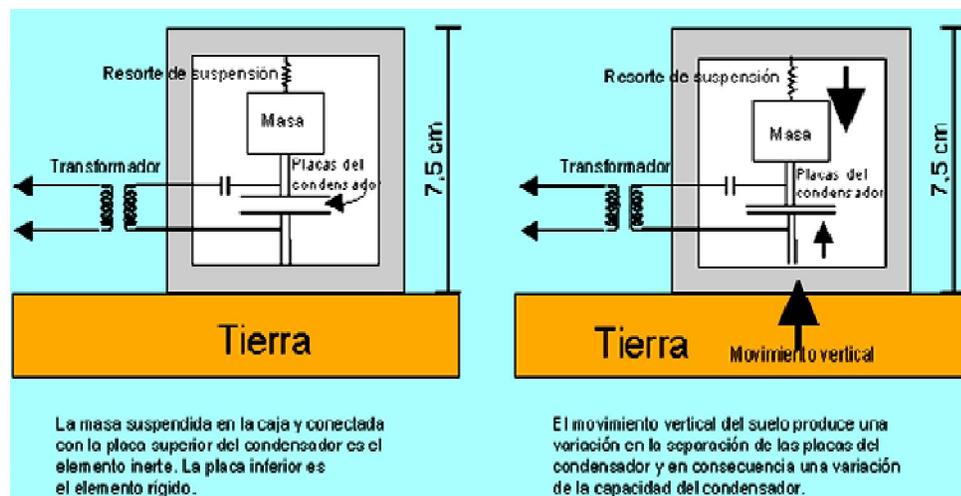


Figura 2.11. Sistema de un geófono de capacidad utilizado para transmitir las vibraciones amplificadas a un oscilógrafo. Fuente. Pg web: www.ucn.cl.

b) Método de resistividad eléctrica.

Este método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de él. La resistividad eléctrica de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores, conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de la corriente circular. Ver figura 2.12.

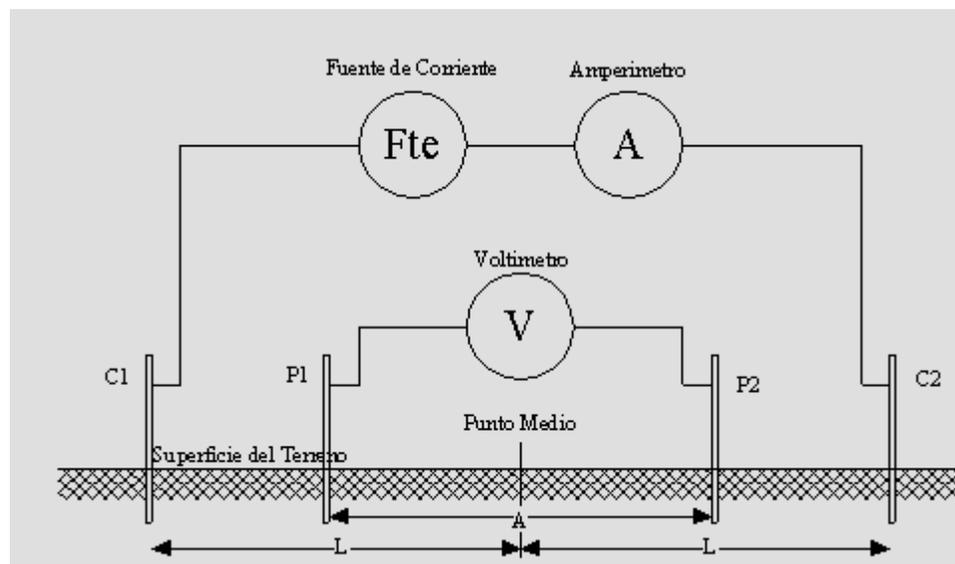


Figura 2.12: Disposición de los elementos al momento de realizar el método de la resistividad eléctrica. (C1 y C2: electrodos de corriente), (P1 Y P2: electrodos de potencial).

Fuente. Pg web: www.patricioconcha.ubb.cl

c) Métodos magnéticos y gravimétricos.

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos



de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración ligeramente más altos que el normal de la zona indicará la presencia de masas duras de rocas; lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades.⁶

2.3.3. CLASIFICACION DE SUELOS

El suelo está compuesto de manera heterogénea y su comportamiento es muy complejo; la naturaleza en el proceso de formación de suelos, incorpora en este diversos materiales, sobre o dentro de los cuales el ingeniero cimienta sus estructuras. Al realizar el diseño de un proyecto, el ingeniero debe saber cuáles son los materiales que están presentes en el suelo, así como también las propiedades que estos poseen, esto lo consigue consultando estudios geológicos de la zona y sobre todo obteniendo muestras representativas del lugar para ser analizadas. De esta manera puede formarse una idea del estado, disposición y comportamiento probable del terreno.

Un material puede clasificarse en uno o varios grupos principales mediante inspección visual y a través de pruebas sencillas de laboratorio.

Debido a que los materiales de la naturaleza son infinitamente variados y no se prestan a ser separados en categorías específicas; de esta manera han surgido diversos sistemas de clasificación, cada uno con ventajas y desventajas, de acuerdo a la finalidad que se persiga, estos sistemas clasifican los suelos de acuerdo a características físicas de sus partículas y al comportamiento que presenta al ser sometido a ciertos ensayos o a condiciones de servicio.⁷

⁶ Eulalio Juárez Badillo. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Tomo I. Noriega Editores

⁷ Ramírez Menjivar, Juan Tobias. "Restitución y estabilización de suelos". Año 1990.



2.3.3.1. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

La American Standard for Testing and Materials presenta la clasificación SUCS bajo al designación ASTM D-2487.

De manera general para la ingeniería civil, el suelo se describe en el sistema SUCS como grava, arena, limo y arcilla; la mayor parte de suelos naturales resultan ser una mezcla de dos o más de estos elementos, pudiendo o no contener materia orgánica. A dicho suelo se le asigna el nombre del elemento que parezca tener mayor influencia en el comportamiento del material y los demás elementos se usan como adjetivos, así una arcilla limosa tiene predominantemente las propiedades de la arcilla, pero contiene significativa cantidad de limo. A las gravas y las arenas se les llama suelo de grano grueso y a los limos y arcillas suelos de grano fino. Los materiales de los suelos de grano grueso son fragmentos minerales que se clasifican de acuerdo al tamaño de sus partículas, con un tamaño mayor que la malla N°4 (4.75mm) se clasifica como grava, (aunque si exceden en su tamaño de 200mm se les prefiere llamar boleos) y si los granos son visibles a simple vista pero con tamaño menor que 4.75mm (pasa el tamiz N°4 y se retiene en el tamiz N°200) se les denomina arenas.

Materiales de grano fino: El material fino lo constituyen los limos y arcillas; la distinción entre ambos no puede basarse en el tamaño de las partículas, ya que las propiedades físicas importantes de estos materiales se relacionan solo indirectamente con dicho tamaño, deberá entonces usarse como criterio de identificación pruebas sencillas de campo y las propiedades índice (Límites líquido, plástico e índice de plasticidad) del suelo encontradas en el laboratorio. Los suelos orgánicos pueden ser reconocidos con relativa facilidad, a partir de sus características físicas, tales como color y olor, mostrando un color que varía desde café para medianos contenidos orgánicos, hasta gris oscuro para suelos



marcadamente orgánicos; además el suelo presenta al ser humedecido el típico olor de materia orgánica en proceso de descomposición.

Para la clasificación de laboratorio del suelo se necesita los valores índices. Si el suelo es grueso (contiene más del 50% de arena y grava) una completa clasificación requiere una curva de distribución granulométrica. Para el caso especial de un suelo grueso con más del 12% de finos (limos y arcilla) son necesarios además el límite líquido y el índice de plasticidad de la fracción fina para completar la clasificación.

Si los suelos son de granulometría fina se hace uso del límite líquido y del índice de plasticidad, recurriendo para su correcta clasificación a la carta de plasticidad. En el Sistema Unificado se utiliza la siguiente simbología, para suelos gruesos:

Gravas o suelos gravosos: GW, GC, GP y GM

Arenas o suelos arenosos: SW, SC, SP y SM

Donde las siglas representan:

G: grava o suelo gravoso

S: arena o suelo arenoso

W: bien graduado

C: arcilla inorgánica

P: mal graduado

M: Limo inorgánico o arena muy fina

Así por ejemplo, SM significa suelos arenosos con cierto contenido de limo.

Para los materiales finos, limosos o arcillosos: Suelos de baja o mediana compresibilidad ML, CL y OL.

Suelos de alta compresibilidad MH, CH y OH.



2.3.3.1.1. GRANULOMETRIA DE LOS SUELOS

El análisis granulométrico de suelo, consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen, con el propósito de determinar la relación entre los tamaños de las partículas sólidas que lo constituyen y el porcentaje del peso total que representa cada porción de un mismo tamaño.

El tamaño se fija por una longitud representativa del grano, a la cual se le denomina *diámetro*. El porcentaje se obtiene relacionando el peso de todo el material menor que cierto diámetro con el peso total de la muestra que se analiza.

Escalas de tamaño

En la escala adoptada por la ASTM (American Society for Testing and Materials), las gravas, corresponden a la sección de las partículas más gruesas, que incluye todos los granos mayores que el tamiz N°4 (4.76mm). La arena incluye todas las partículas menores que el tamiz N°4 y mayores que el tamiz N°200 (0.074mm). Los granos menores que el tamiz N°200 son los finos.

Análisis granulométrico de un suelo

Para clasificar por tamaño a las partículas gruesas el procedimiento más utilizado es por tamizado; operación que es realizada en un vibrador en un tiempo determinado y conocida la composición granulométrica del material, se le presenta gráficamente.

Para hacerle el ensayo granulométrico a un suelo, deberá traerse del lugar en el que se desea investigar, una muestra representativa del suelo, que dependiendo de la gama de tamaños y formas de las partículas que lo constituyen, primero habrá que separarlo en tres porciones de tamaño (grava, arenas y finos), así:

1. Pasando primero por la malla N°4, para separar las gravas de los finos.



2. Luego del material que pasa la malla N°4, tomar una muestra por cuarteo y pasarla por la malla N°200 y por el método de lavado, separar las arenas de los finos propiamente dichos (arcillas y limos), por lo tanto el material que se retiene en la malla N°4 son las gravas y el material que pasa dicha malla son arenas y el que pasa la N°200, son los finos.

El análisis granulométrico por lavado consiste básicamente en:

1. Del material que pasa la malla N°4 se pesa la cantidad requerida para hacer la prueba o sea una muestra de 500 a 100grs.
2. Se desmoronan cuidadosamente los grupos de material con un trozo descuadrado (rodillo) de madera para evitar romper la estructura propia de los granos. Se pesa la cantidad de muestra necesaria; después se pone la muestra en una capsula de 30cms. (12") de diámetro, se le agrega agua y se deja remojar hasta que se puedan deshacer los grumos.
3. Se vacía el contenido de la capsula sobre la malla N°200 (0.074mm) y con la ayuda de agua limpia lávese lo mejor posible la muestra para que todos los finos pasen por ella. El material que pasa por la malla N°200 se analiza por otros métodos en caso de ser necesario por ejemplo el método del hidrómetro.
4. El material retenido en la malla N°200 se coloca en una capsula lavando la malla con agua.
5. Se seca el contenido de la capsula en una estufa u horno y se pasa.
6. Con el material seco del paso anterior, se repiten los pasos 3, 4, 5, 6 y 7 del análisis anterior. Se obtienen así los pesos de las fracciones retenidas en cada malla y se anotan en el registro correspondiente.⁸

⁸ Guía para la realización de la prueba granulométrica. Material de Cátedra Mecánica de Suelos. Ing. Joel Paniagua. Año 2007.



Mallas utilizadas para el análisis granulométrico de un suelo

La serie de tamices, consiste generalmente en un grupo de mallas seleccionadas de forma que la abertura de la malla de cada tamiz sea el doble de la abertura de la malla anterior, de abajo hacia arriba, como por ejemplo: 6, 12, 24mm, etc.

Por conveniencia y debido a razones prácticas tales como disponibilidad de tamices o a la necesidad de introducir tamices de control, como los números 4, 100 o 200, es necesario algunas veces omitir algunos tamaños de tamiz.

La norma de doblar el diámetro debe ser recordada y utilizada como guía para desarrollar la serie de tamices, así para poder analizar suelos finos, debe colocarse siempre un tamiz N°200 al final de la serie.

Los juegos de malla por las que puede pasarse el material de un análisis granulométrico, son las siguientes:

Tamiz	3"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°8	N°10	N°16	N°30	N°50	N°100	N°200
Abertura (mm)	75	65	37.5	25	19	12.5	9.5	4.75	2.36	2.00	1.18	0.60	0.30	0.15	0.075
Gravas	x	x	x	x	x	x	x	X							
Arenas								x	x		x	x	x	x	X
Prueba por sedimentación										X					

Tabla 2.1. Rango de tamices utilizado comúnmente para el análisis del tamaño de las partículas. Fuente. Material de cátedra Mecánica de Suelos. Año 2007.

Nota: En el juego de tamices para el material de arena, deben agregarse la tapa y tamiz de fondo. El tamaño de la abertura de los tamices, corresponde a la designación según norma ASTM D-422.

Grafica para la representación de las curvas granulométricas

La representación más usual del análisis granulométrico, es en graficas; originando curvas que llegan a tener cualquier forma de las que se observan a continuación en la siguiente figura:

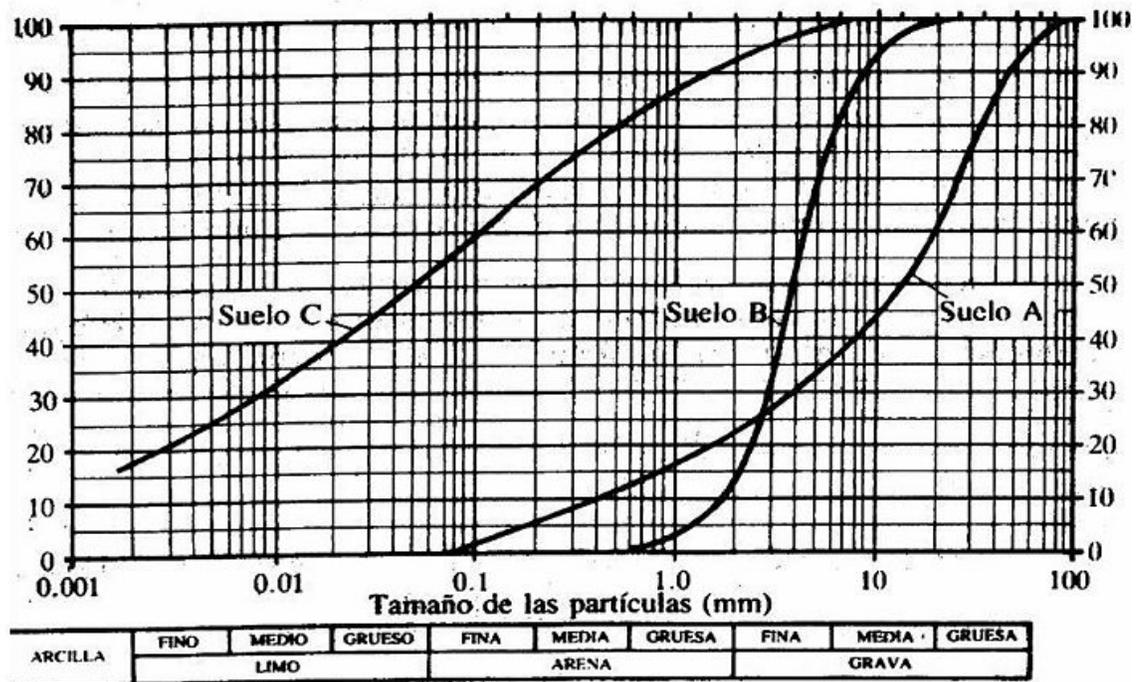


Figura 2.13. Forma de curvas granulométricas y escala de tamaños adoptada por ASTM.

Fuente. Pg Web: <http://www.wikivia.org/wikivia/images/thumb/b/bd/CurvaGran.>

La línea que une todos los puntos que representa la composición granulométrica de un suelo, se llama: *curva granulométrica*.

Interpretación de la forma de la geométrica de las curvas granulométricas

Para interpretar la forma geométrica de la curva de granulometría, se definen los conceptos de suelo bien graduado y suelo mal graduado.

Suelo bien graduado: Cuando la curva granulométrica es continua, tendida con una inclinación de 0 a 40 grados y la variación de los tamaños es completa sin que falte ningún diámetro intermedio.

Suelo mal graduado: Cuando la curva granulométrica no es tendida (tiene fuertes pendientes), su inclinación es mayor de 40 grados y se asemeja a una línea recta; por consiguiente faltan tamaños intermedios.



2.3.3.1.2. ESTADOS DE CONSISTENCIA

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia definidos por Atterberg:

Consistencia: Trabazón entre las partículas de una masa de suelo, definiendo sus estado.

- 1- *Estado líquido:* con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2- *Estado semilíquido:* con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3- *Estado plástico:* en que el suelo se comporta plásticamente.
- 4- *Estado semisólido:* en que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aun disminuye de volumen al estar sujeto al secado.
- 5- *Estado sólido:* en que el volumen del suelo no varía con el secado.

NOTA: El estado seco de un suelo se define convencionalmente en mecánica de suelos así: Después de someter el suelo al proceso de evaporación en un horno a una temperatura de 105°-110°C y durante un periodo suficiente para llegar a peso constante lo que se logra de 18 a 24 horas.

Los anteriores estados son fases generales por los que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios para distinguir sus fronteras. El establecimiento de estas fronteras ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre de "LIMITES DE CONSISTENCIA".⁹

⁹ Fuente. Guion de clase de Mecánica de Suelos. Ing. Joel Paniagua. Año 2007.



LIMITES DE CONSISTENCIA

El comportamiento mecánico del suelo, está íntimamente relacionado con sus características plásticas; estas se establecen mediante sus límites de consistencia.

Los límites de consistencia son dados en contenidos de agua pura en el cual el suelo se comporta de cierta manera, por ejemplo puede comportarse plásticamente. Por medio de la plasticidad se mide el comportamiento mecánico de los suelos en todas las épocas.

Los límites de consistencia más importantes en orden creciente de humedad, tenemos:

LIMITE DE CONTRACCION (L.C): Es un contenido de humedad expresado en porcentaje que marca la frontera entre estado de consistencia solido y semi-solido, es decir es un contenido de agua por debajo del cual el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando.

LIMITE PLASTICO (L.P): Es un contenido de humedad expresado en porcentaje que marca la frontera entre los estados de consistencia semi-solido y plástico, es propio de suelos cohesivos y plásticos. Puede decirse que es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como "NO PLASTICO"

LIMITE LIQUIDO (L.L): Es un contenido de humedad expresado en porcentaje que marca la frontera entre los estados de consistencia plástico y semi-liquido, es decir es un contenido de agua debajo del cual el suelo se comporta como "PLASTICO". A este nivel el suelo está a punto de cambiar su comportamiento plástico al de un fluido viscoso si el agua aumenta.

En términos de mecánica de suelos se puede decir que es un contenido de humedad para el cual el suelo tiene una resistencia al corte muy baja pero que para Atterberg es de 25gf/cm^2 , a este nivel la cohesión es casi nula.



$$CONTENIDO DE HUMEDAD: \omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 = \frac{W_m - W_s}{W_s} \times 100$$

INDICE PLASTICO (L.P): Se define como la diferencia numérica entre el limite liquido y el limite plástico, indica el intervalo del contenido de humedad en el cual un suelo arcilloso se comporta plásticamente. Este índice sirve para cuantificar cuan plástico es un suelo, esto es:

$$IP = LL - LP$$

Por lo anterior se puede ver que los límites de mayor importancia son el líquido y el plástico.

TERMINO USADO	IP	RESISTENCIA EN ESTADO SECO	ENSAYOS DE CAMPO
NO PLASTICO	0 - 4	MUY BAJA	CAE EN PEDAZOS FACILMENTE
LIGERAMENTE PLASTICO	4 - 15	LIGERA	SE TRITURA FACILMENTE CON LOS DEDOS
MEDIANAMENTE PLASTICO	15 - 30	MEDIANA	DIFICIL TRITURAR CON LOS DEDOS
MUY PLASTICO	> 30	ALTA	IMPOSIBLE TRITURAR CON LOS DEDOS

Cuadro 2.2. Diferentes rangos de plasticidad. Fuente. Material de cátedra Mecánica de suelos. Año 2007.



2.4. CLIMATOLOGIA

2.4.1. CLIMA

El **clima** abarca los valores estadísticos sobre los elementos del tiempo atmosférico en una región durante un período representativo: temperatura, humedad, presión, vientos y precipitaciones, principalmente.

El Salvador está situado en la parte Norte del cinturón tropical de la Tierra, de tal modo que en Noviembre y Octubre se ve influenciado principalmente por vientos del Noreste y, ocasionalmente, por nortes rafagosos que traen aire fresco originado en regiones polares de Norteamérica, pero calentado en gran medida al atravesar el Golfo de México en su camino a Centroamérica.

2.4.2. TEMPERATURA

Se llama **temperatura** a uno de los elementos constitutivos del clima que se refiere al grado de calor específico del aire en un lugar y momento determinados así como la evolución temporal y espacial de dicho elemento en las distintas zonas climática.

2.4.3. PRECIPITACION

En meteorología, la **precipitación** es cualquier forma de hidrometeoro (este fenómeno puede consistir en una precipitación, suspensión o depósito de partículas líquidas o sólidas, acuosas o no) que cae del cielo y llega a la superficie terrestre. Este fenómeno incluye lluvia, llovizna, nieve, aguanieve, granizo, pero no la virga ("virga" es el hidrometeoro que cae de una nube pero que se evapora antes de alcanzar el suelo), neblina ni rocío que son formas de condensación y no de precipitación. La cantidad de precipitación sobre un punto de la superficie terrestre es llamada **pluviosidad**, o monto pluviométrico.



2.4.4. EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (ETP)

Máxima cantidad de agua que puede evaporarse desde un suelo completamente cubierto de vegetación, que se desarrolla en óptimas condiciones, y en el supuesto caso de no existir limitaciones en la disponibilidad de agua. Según esta definición, la magnitud de la *ETP* está regulada solamente de las condiciones meteorológicas o climáticas, según el caso, del momento o período para el cual se realiza la estimación.

El concepto de *ETP* es ampliamente utilizado y desde su introducción ha tenido gran influencia en los estudios geográficos del clima mundial; de hecho su diferencia respecto de las precipitaciones (*Pp-ETP*) ha sido frecuentemente usada como un indicador de humedad o aridez climática. También ha influido sobre la investigación hidrológica y ha significado el mayor avance en las técnicas de estimación de la evapotranspiración.¹⁰

2.4.5. EVAPOTRANSPIRACION REAL (ETr)

Para referirse a la cantidad de agua que efectivamente es utilizada por la evapotranspiración se debe utilizar el concepto de evapotranspiración actual o efectiva, o bien, más adecuadamente, el de evapotranspiración real.

La *ETr* es más difícil de calcular que la *ETP* o *ETo*, ya que además de las condiciones atmosféricas que influyen en la *ETP* o *ETo*, interviene la magnitud de las reservas de humedad del suelo y los requerimientos de los cultivos. Para determinarla se debe corregir la *ETP* o *ETo* con un factor *Kc* dependiente del nivel de humedad del suelo y de las características de cada cultivo.¹¹

¹⁰

PgWeb:http://es.wikipedia.org/wiki/Evapotranspiraci%C3%B3n_potencial_ETP.29

¹¹ Pg web: <http://www.snet.gob.sv/Documentos/comportamientohidrico.htm>.



2.4.6. INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA

Para la realización de un estudio hidrológico es necesario estudiar el comportamiento de las precipitaciones al igual que otros factores ambientales que intervienen en el sitio de interés, área o cuenca de estudio.

La intensidad se define como el volumen de agua caído por unidad de tiempo y superficie. Se mide habitualmente en *mm/h* o en *l/(s·Ha)*.

Los registros de las intensidades pueden obtenerse en las diferentes estaciones pluviométricas cercanas a la zona que se desea estudiar, refiriéndonos a El Salvador existen diferentes estaciones pluviométricas monitoreadas por el SNET (Servicio Nacional de Estudios Territoriales) las cuales llevan registros cuantitativos de las intensidades para diferentes fechas.

Para un estudio hidrológico se deben considerar diferentes parámetros de intensidades como pueden ser: intensidades máximas y mínimas, las cuales son determinadas por registros históricos recopilados por las estaciones pluviométricas, para el caso de nuestro país se han obtenido datos de intensidades máximas para eventos relevantes en la historia del territorio salvadoreño. Ver grafico 1.

¹¹ Saúl Humberto Elizondo. Modelación hidrológica de la subcuenca del río Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras). Año 2009.

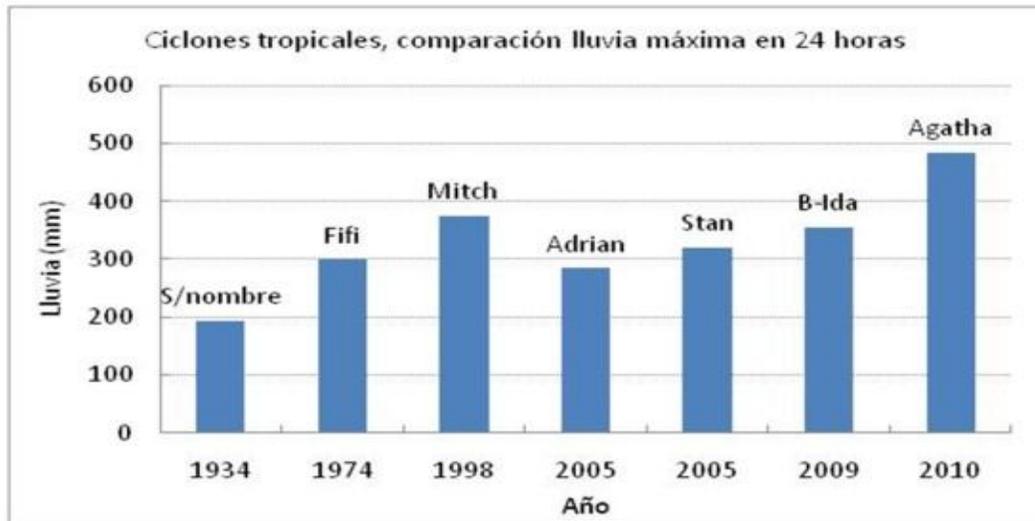


Grafico 2.1. Comparación de intensidades máximas absolutas de lluvia diaria de eventos extremos lluviosos producidos por sistemas ciclónicos, a escala nacional en El Salvador.

Fuente. Pg web. <http://www.snet.gob.sv/ver/meteorologia/clima/verificacion+mensual/>

2.5. LAS INUNDACIONES

Son grandes cantidades de agua que se acumulan en lugares que poseen dificultad para desalojarla, tal dificultad puede originarse por una canalización bloqueada natural o artificial y por las características de la superficie del terreno. Las inundaciones generalmente se caracterizan de acuerdo a su frecuencia estadística. Por ejemplo, se denomina planicie de inundación de cien años a aquellas planicies que bordean zonas de agua siempre que cuenten con el uno por ciento de probabilidades de inundarse en un año determinado. Comúnmente se considera que una amenaza de esta magnitud, o mayor, es significativa.

2.5.1. CAUSAS DE LAS INUNDACIONES

Cuando llueve, parte del agua que cae es retenida por el suelo, otra es absorbida por la vegetación, parte se evapora, y el resto, que se incorpora al caudal de los ríos recibe el nombre de aguas de escorrentía. Las inundaciones



se producen cuando, al no poder absorber el suelo y la vegetación toda el agua, ésta fluye sin que los ríos, los estanques naturales o pantanos artificiales sean capaces de canalizarla. Las escorrentías alcanzan alrededor de un treinta por ciento del volumen de precipitación. Las cuencas de los ríos se inundan periódicamente de manera natural formando lo que se conoce como llanura de inundación. Las inundaciones fluviales son por lo general consecuencia de una lluvia intensa, y esto contribuye de gran manera que los ríos se desborden. Se dan también inundaciones relámpago en las que el nivel del agua sube y baja con rapidez; suelen obedecer a una lluvia torrencial sobre un área relativamente pequeña.

2.5.2. MEDIDAS DE DEFENSA FRENTE A LAS INUNDACIONES

Para la prevención de las inundaciones se han propuesto y realizado a lo largo de la historia distintas actuaciones que pueden ser clasificadas en acciones estructurales y no estructurales

Las acciones estructurales consisten fundamentalmente en obras de infraestructura hidráulica, que modificando el régimen natural, o las condiciones de desagüe del cauce, permiten reducir el riesgo de inundación o aminorar los caudales de la misma. Entre ellas se pueden citar: construcción de embalses, diques, malecones y muros de contención, encauzamientos, trasvases, desvíos, cortas y corrección de cuencas.

Las medidas no estructurales para controlar las inundaciones, tienen el objetivo de prohibir o regular el desarrollo de la zona aluvial, o la cuenca hidrográfica, o proteger las estructuras existentes, a fin de reducir la posibilidad de que sufran pérdidas debido a la inundación. Al igual que toda medida preventiva, son menos costosas que el tratamiento (es decir, la instalación de las medidas estructurales necesarias para controlar las inundaciones). Esencialmente, las medidas no estructurales son beneficiosas, porque no tratan



de regular el modelo natural de inundación del río. La filosofía actual de muchos planificadores y fomentadores de políticas, es que es mejor mantener los terrenos aluviales sin desarrollo, como áreas naturales de desbordamiento. Sin embargo, si existe desarrollo en la zona aluvial, se deberá utilizar control no estructural, conjuntamente, con las medidas estructurales.¹²

2.5.3. VARIABLES QUE INTERVIENEN EN LAS CATASTROFES POR INUNDACIONES

Los pronósticos adecuados del clima, los oportunos sistemas de alerta por inundaciones y las prácticas mitigadoras, como los planes de manejo, han ayudado mucho a la prevención o la reducción de los efectos de las inundaciones sobre la salud y el bienestar de las comunidades en años recientes. A pesar de los crecientes niveles de preparación, las muertes, enfermedades y lesiones continúan ocurriendo en las comunidades afectadas. Existen varias posibles explicaciones para esta condición. Dentro de las cuales se pueden mencionar las siguientes variables que se aplican a nuestro país:

- El mal manejo de cuencas hidrográficas
- El comportamiento de las lluvias
- El Suelo
- La vegetación
- Presión y expansión urbana

A continuación se detallaran cada una de las variables antes mencionadas:

2.5.3.1. EL MAL MANEJO DE CUENCAS HIDROGRAFICAS

Una cuenca o subcuenca está compuesta por zonas altas, medias y bajas; el manejo de las zonas altas influye en el comportamiento de las zonas medias y

¹² Pg web: http://es.wikipedia.org/wiki/Defensa_ribereña#Medidas_estructurales



bajas es por eso que se debe hacer un buen uso de la parte alta de la cuenca para generar un buen equilibrio ecológico. La situación en nuestro país está orientada a un desequilibrio ambiental; esto se ve reflejado en la disminución acelerada de la cobertura vegetal, lo cual genera una menor capacidad de infiltración del suelo. El acelerado deterioro de las zonas verdes aumenta el índice de inundaciones, así como también de los deslizamientos, generando así catástrofes.

2.5.3.2. EL COMPORTAMIENTO DE LAS LLUVIAS

La época lluviosa en nuestro país dura aproximadamente seis meses (de mayo a octubre), presentándose en el mes de Septiembre lluvias más copiosas.

La lluvia en El Salvador, como característica de los países tropicales y por las condiciones topográficas, muestra grandes variaciones de un lugar a otro y amplias oscilaciones a través del tiempo. Las isoyetas de cantidades promedios de precipitación anual basado principalmente en los registros de 27 a 54 años, hasta el año 2000, de 26 estaciones meteorológicas con registro de precipitación mensual de alrededor de 30 años, muestran que el litoral presenta cantidades de precipitación anual alrededor de 1600 mm, aumentando hasta los 2200 en la cordillera costera de occidente y más de 1800 mm en la parte oriental. En los valles interiores desde el occidente en los alrededores de la laguna de Guija hasta la zona oriental en el municipio de Pasaquina con cantidades desde 1700 a 1400 mm respectivamente. Las zonas más lluviosas se encuentran en la cordillera fronteriza con Honduras en los departamentos de Santa Ana y Chalatenango en el occidente y en los departamentos de Morazán y La Unión con cantidades anuales superiores a los 2300 mm.



2.5.3.3. EL SUELO

Las formaciones geológicas de las montañas del norte están constituidas por las rocas volcánicas explosivas y efusivas más antiguas del país, y se caracterizan por el desarrollo de suelos residuales arcillosos de potente espesor por lo que estas formaciones poseen bajas permeabilidades y los fallamientos se comportan como barreras que impiden la existencia de acuíferos de gran extensión, dando lugar al establecimiento de numerosos acuíferos colgados y al establecimiento de numerosos manantiales de bajos rendimientos.

Los aspectos geológicos e hidrogeológicos en las áreas de estudio, responden a muchos miles de años de formación y no se observan cambios geológicos dramáticos regionales, que puedan causar una reducción drástica de los caudales de estiaje de los ríos. Pero si hay que considerar los siguientes aspectos:

La deforestación puede ser causa adicional que este disminuyendo la infiltración, ya que al estar desprovisto de cobertura vegetal no existe amortiguamiento del impacto de la lluvia y esta cae directamente sobre el suelo, donde se desplaza con velocidad y no hay suficiente tiempo de remanencia del agua en el suelo y la posibilidad de infiltración se ve disminuida.

2.5.3.4. LA VEGETACION

La vegetación de las cuencas es de mucha importancia para la protección del suelo, ya que genera una capa protectora la cual disminuye la erosión laminar y la pérdida del suelo es mínima. En nuestro país el índice de reducción de la vegetación se encuentra en niveles alarmantes, ya que la alta tasa de deforestación y el mal uso del suelo han generado un perdida de filtración en este.



2.5.3.5. PRESION Y EXPANSION URBANA

El proceso de urbanización ha sido una característica común en el desarrollo de las civilizaciones a través de la historia, desde que las comunidades empezaron a asentarse en zonas favorables y a establecer ahí sus actividades comerciales, políticas y culturales. Los asentamientos humanos se han desarrollado alrededor de áreas que ofrecen beneficios sociales y comerciales sin tomar en cuenta que esas mismas áreas pueden estar expuestas a amenazas naturales a esto se le llama: Presión Urbana.¹³

El crecimiento acelerado y desordenado de las poblaciones obliga a muchas familias a residir en lugares de alto riesgo, provocando un peligro latente en contra de sus propias vidas y alterando las condiciones naturales del lugar en donde habitan.

2.5.4. EFECTOS DE LAS INUNDACIONES

Las inundaciones traen consigo una serie de efectos adversos que se plantean a continuación:

Efectos primarios:

- Arrastre de sólidos.

Las escorrentías formadas en la superficie debido a la impermeabilidad generada en el suelo por diferentes factores, ocasiona el arrastre de sólidos que se encuentran a su paso.

- Extensas áreas cubiertas por agua.

Debido a la alta precipitación, falta de buen drenaje para evacuar las aguas, y falta de cobertura vegetal en ciertas áreas; se ocasiona el estancamiento de grandes volúmenes de agua.

¹³ Pg web: <http://www.atlasdemurcia.com/index.php/secciones/12/las-inundaciones/4/>



- Intensa erosión.

La intensa erosión se genera por la poca cobertura vegetal en el suelo, lo cual permite que el agua fluya libremente arrastrando a su paso porciones de suelo.

- Proliferación de microorganismos.

El agua estancada genera una serie de microorganismos dañinos para la salud del ser humano, poniendo en riesgo el bienestar de la población.

- Viviendas dañadas.

Las inundaciones no solo puede afectar la salud del ser humano, sino que también puede dañar sus inmuebles cuando el agua alcanza altos niveles en el interior de la vivienda; además el alto flujo del agua genera azolvamiento y licuefacción del suelo provocando con esto la pérdida total de las viviendas.

- Interrupción de vías de comunicación.

Debido a la inexistencia o ineficiencia de drenajes en las vías de comunicación se generan estancamientos así como también la introducción de diferentes materiales que llegan a interrumpir el paso en algunas vías de comunicación.

- Pérdida de vidas.

Algunos de los factores mencionados anteriormente generan consecuencias irreparables en la vida de algunas familias.



- Pérdida de cosechas.

Los estancamientos generados en áreas utilizadas para el cultivo de granos básicos u otro tipo de implementación agrícola, provocan daños irremediables en las cosechas, lo que a su vez conlleva a pérdidas económicas para muchos agricultores del país.

- Depósito de sedimentos.

El arrastre de sólidos genera el traslado de desechos o materiales, los cuales se sedimentan generando así obstrucciones tanto en las obras de drenaje o en áreas destinadas para otro tipo de uso.

Asimismo, las inundaciones dejan un conjunto de efectos secundarios:

- Enfermedades transmisibles.

Como se mencionó anteriormente, el estancamiento de agua produce una serie de vectores causantes de enfermedades transmisibles que pueden causar hasta la muerte, entre las más conocidas se puede mencionar: el dengue, el rotavirus, el cólera, entre otras.

- Escasez de alimentos.

A raíz de las inundaciones de las áreas utilizadas para el cultivo de granos básicos y a la obstrucción de las principales vías de acceso a las zonas afectadas, se genera una escasez de alimentos provocando el aumento en el costo de la canasta básica.

- Contaminación del agua potable.

Los pozos artesanales y los sistemas de agua potable pueden ser contaminados por la escorrentía superficial, a raíz de que no se da un proceso de filtración de agua adecuado.



2.6. ESTUDIO HIDROLOGICO

El estudio hidrológico tiene como objetivo conocer los caudales en régimen natural de la máxima crecida ordinaria y de otras crecidas, para cada una de las áreas de estudio.

2.6.1. CICLO HIDROLOGICO

El **ciclo hidrológico** o **ciclo del agua** es el proceso de circulación del agua entre los distintos compartimentos de la hidrósfera. Se trata de un ciclo biogeoquímico en el que hay una intervención mínima de reacciones químicas, y el agua solamente se traslada de unos lugares a otros o cambia de estado físico.¹⁴

2.6.2. MODELOS HIDROLOGICOS

Es una representación simplificada de un sistema real complejo llamado prototipo, bajo su forma física o matemática. De manera matemática, el sistema real está representado por una expresión analítica. En un modelo hidrológico, el sistema físico real que generalmente representamos es la "cuenca hidrográfica" y cada uno de los componentes del ciclo hidrológico. De esta manera un modelo matemático nos ayudará a tomar decisiones en materia de hidrología, por lo que es necesario tener conocimiento de entrada (inputs) al sistema y salidas (outputs) a partir del sistema para verificar si el modelo es representativo del prototipo.¹⁵

Los modelos hidrológicos son entonces representaciones simplificadas de los sistemas hidrológicos reales, en otras palabras un modelo hidrológico es una simplificación de la realidad, a partir de la cual podemos estudiar la relación causa-efecto de una cuenca a través de los datos de entrada y salida, con los

¹⁴ Pg web: http://es.wikipedia.org/wiki/Ciclo_hidrologico

¹⁵ Pg web: <http://www.edicionsupc.es/ftppublic/pdfmostra/EC01305M.pdf>



cuales se logra, un mejor entendimiento de los procesos físicos hidrológicos que tienen lugar dentro de la cuenca.¹⁶

2.6.2.1. MODELOS EXPERIMENTALES

Un modelo experimental es una representación física del prototipo (ciclo hidrológico), más simple en estructura pero con propiedades similares a las del ciclo hidrológico, es decir, es un modelo a escala de lo que sucede en la realidad.

Algunos ejemplos de modelos experimentales son: simuladores de lluvia y simuladores del flujo superficial de unas cuencas, se hacen con el objeto de simular el comportamiento para tratar de comprenderlo y explicarlo. Pueden subdividirse en modelos de un solo evento y modelos de simulación continua.

2.6.2.2. MODELOS FORMALES

Se conoce como modelo formal a una abstracción matemática de una situación idealizada que presenta las propiedades estructurales importantes del ciclo hidrológico. Ya que sus variables no cambian en la ecuación pero sí en el tiempo, por lo que suele referirse a ellos como modelos matemáticos.

Las técnicas que suelen usarse son la regresión, funciones de transferencia, redes neurales e identificación de sistema.

2.6.2.3. MODELOS MATEMATICOS

Representan el sistema por un conjunto de ecuaciones y sentencias lógicas que expresan las relaciones entre variables y parámetros. Consisten en varios componentes, cada uno describe cierta fase o fases del ciclo hidrológico.¹⁷

¹⁶ Pg web:

http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4030011/lecciones/cap3/cap_3_pag_1.html

¹⁷ Pg web: http://es.wikipedia.org/wiki/Modelo_matem%C3%A1tico



Los modelos matemáticos son ampliamente los mas utilizados en hidrología y suelen requerir el empleo de ordenadores.

Los modelos matemáticos se dividen en dos grandes grupos: **determinísticos y probabilísticos**. Los cuales se explicarán a continuación. ¹⁸

2.6.2.3.1. MODELOS DETERMINISTICOS

Son generados siguiendo formulas de la física y/o procesos químicos descritos por ecuaciones diferenciales. Un modelo determinísticos es formulado en términos de un grupo de variables, parámetros y ecuaciones relacionadas a ellos. Este tipo de modelo implica una relación causa-efecto entre los valores de los parámetros elegidos. Idealmente, un modelo determinísticos debería proveer el mejor detalle en la simulación de los procesos físicos y químicos. En la práctica, sin embargo, la aplicación de modelos determinísticos está asociada frecuentemente a la incapacidad del modelo o del modelador de resolver la variabilidad temporal y espacial del fenómeno natural en incrementos suficientemente pequeños.

2.6.2.3.2. MODELOS PROBABILISTICOS

Un modelo probabilístico es una representación matemática deducida de un conjunto de supuestos con el doble propósito de estudiar los resultados de un experimento aleatorio y predecir su comportamiento futuro, cuando se realiza bajo las mismas condiciones dadas inicialmente.

El modelo permite conocer la distribución de probabilidades de los valores que toma la variable aleatoria, de ahí que también se mencione con el nombre de Distribución de Probabilidad.

Los modelos probabilísticos son de dos tipos: **estadísticos y estocásticos**.

Los modelos estadísticos tratan con ejemplos observados, mientras que en los modelos estocásticos las variables son regidas en todo o en parte por las leyes

¹⁸ Saúl Humberto Elizondo. Modelación hidrológica de la subcuenca del río Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras). Año 2009.



del azar, y por tanto caracterizadas en términos de probabilidad. Requieren la existencia de datos que permitan caracterizar dichas variables.¹⁹

2.6.2.4. MODELOS CONCEPTUALES

Son los que reproducen mediante fórmulas y algoritmos matemáticos más o menos complejos los procesos físicos que se producen en la naturaleza.

Los modelos conceptuales en la ingeniería hidrológica reflejan la complejidad inherente del fenómeno y la incapacidad práctica de considerar los componentes determinísticos en todas las instancias.

2.6.2.5. MODELO FISICO REDUCIDO

Los modelos reducidos, modelos físicos o modelos hidráulicos son una técnica para resolver problemas de ingeniería hidráulica, consistente en el ensayo de una réplica del problema a escala reducida. La réplica reducida es lo que llamamos modelo, frente a la realidad que llamamos prototipo. Los modelos en ingeniería hidráulica son todavía necesarios porque el cálculo hidráulico no ha alcanzado la competencia suficiente para sustituirlos. El cálculo es imperfecto debido principalmente a la complejidad de los fenómenos de turbulencia y a la dificultad que imponen los contornos reales, tridimensionales y caprichosos.

2.6.2.6. MODELOS PARAMETRICOS

Los modelos paramétricos son los más simples de todas las propuestas de modelado. Como su nombre lo indica, el énfasis de los modelos paramétricos está en los parámetros empíricos en lo que está basada la solución. Usualmente un modelo paramétricos consiste en una ecuación (o ecuaciones)

¹⁹ Alvin López López. Modelación hidrológica de la subcuenca Lempa Alto, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras). Año 2009.



algebraica que contiene uno o más parámetros a ser determinados por el análisis de datos u otro medio empírico.

La aplicabilidad de los modelos paramétricos está restringida al rango de datos utilizados en la determinación de los valores de los parámetros. Los modelos paramétricos son útiles cuando los modelos conceptuales, determinísticos o probabilísticos no son prácticos o su costo es muy elevado.²⁰

2.6.2.7. MÉTODO DEL CUERPO DE INGENIEROS DE LOS ESTADOS UNIDOS DE AMERICA

Este método requiere de información de campo del tramo de cauce considerado como representativo para el análisis, esta información es la referente a secciones transversales del cauce, pendientes y nivel de aguas máximas alcanzadas en eventos meteorológicos extremos anteriores.

El nivel de aguas máximas, puede obtenerse mediante la huella dejada por el escurrimiento y/o información proporcionada por los residentes en la zona.

Con esta información se está en capacidad de aplicar la fórmula de Manning y establecer el caudal máximo, quedando restringido este cálculo por las hipótesis formuladas por Manning para la generación de su fórmula. El procedimiento consiste en calcular el área hidráulica y el perímetro mojado, para el nivel de aguas máximas registrado; además es necesario establecer la pendiente longitudinal del cauce y el valor de "n", luego con estos datos se aplica la ecuación de Manning y de determina el caudal producido.²¹

²⁰ Saúl Humberto Elizondo. Modelación hidrológica de la subcuenca del río Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras). Año 2009.

²¹ Generación de un modelo paramétrico para el análisis de crecidas en pequeñas cuencas. Año 1989.



2.6.2.8. MODELOS HIDROLOGICOS A UTILIZAR

2.6.2.8.1. MODELO DE BALANCE HIDROLOGICO

El modelo de balance hídrico se basa en la ecuación de conservación de masa:

$$\text{Entradas} - \text{Salidas} = \text{Cambio de almacenamiento}$$

En el modelo de balance hídrico del SNET, se consideran las siguientes entradas de agua:

- Precipitación
- Importaciones superficiales de otras cuencas
- Retornos de la demanda

Las salidas consideradas son las siguientes:

- Evapotranspiración Real
- Evaporación de cuerpos de agua
- Evaporación en áreas urbanas.
- Ecurrimiento superficial
- Demanda interna en la cuenca
- Demanda externa de la cuenca

Como cambio de almacenamiento:

- Recarga de acuífero
- Variación del nivel en cuerpos de agua (lagos, lagunas, embalses).²²

Ver figura 2.14. Balance hidrológico.

²² SNET. Pg web: <http://www.snet.gob.sv/Documentos/comportamientohidrico.htm>

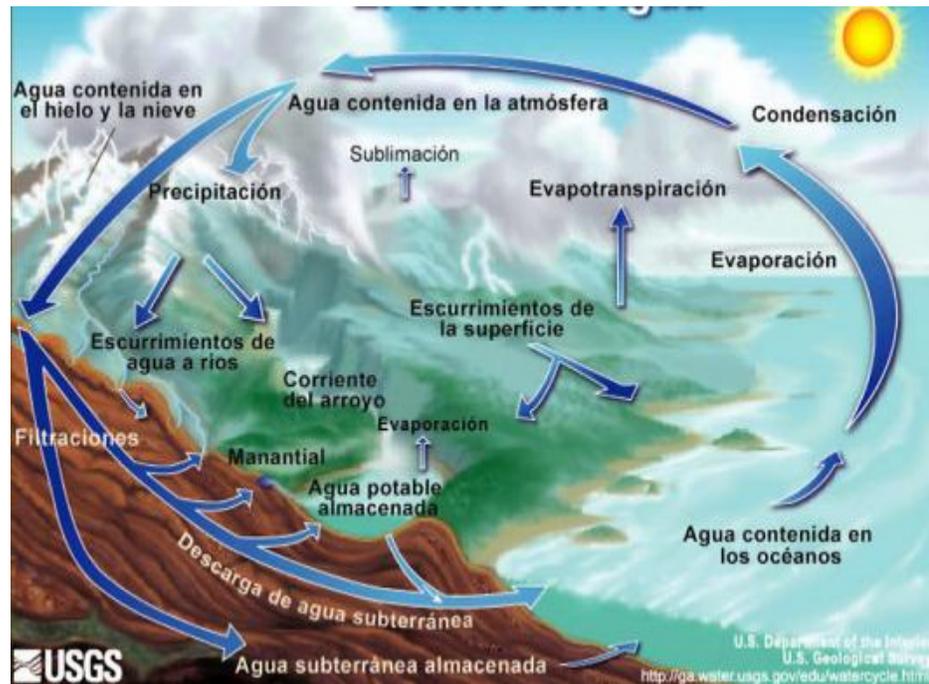


Figura 2.14: Balance Hidrológico basado en la conservación de la masa. Fuente. SNET. Pg web: www.snet.gob.sv

2.6.2.8.2. MÉTODO RAS. Recarga Acuífera Subterránea

El método consiste en la elaboración de mapas de recarga acuífera subterránea por medio de datos de precipitación en mm/año, tomando en cuenta el balance hidrológico (BC), posteriormente se calcula el agua que se infiltra tomando en cuenta valores de coeficiente de infiltración "C" de la zona, para obtener un coeficiente de infiltración aproximado al dato real, para su realización se calculan 3 valores de coeficientes estos son los siguientes; Coeficiente de infiltración debido a la pendiente denominado "Kp" ver el cuadro 2.3. , cuanto mayor es la pendiente del terreno, menor será el coeficiente de infiltración ya que existe menos oportunidad que el agua quede retenida, también se calcula un coeficiente de transpiración debido a la cobertura vegetal llamado "Kv" ver cuadro 2.4, es necesario incluir un coeficiente de textura de suelo ya que la



infiltración también depende del tipo de suelo y de la pendiente que exista en la zona, este coeficiente se representa con las siglas "Kfc" ver cuadro 2.3

El coeficiente de infiltración del suelo "C" es igual a "Kv" + "Kp" + "Kfc", luego para el cálculo de la recarga acuífera subterránea se ocupa la formula siguiente: $R=C*BC$, donde BC se refiere al balance climático que se calcula restando la **precipitación** menos la **evapotranspiración real**.

Tabla de coeficientes Kp y Kfc.		
Pendiente (%)	Kp	Kfc
0-5	0.4	0.15
5- 10	0.2	0.15
10-15	0.15	0.12
15-30	0.1	0.1
30-50	0.07	0.1
50- 70	0.05	0.1
>70	0.01	0.1

Cuadro 2.3. Cuadro de identificación de coeficientes de pendiente y coeficiente de textura vegetal. Fuente: método RAS, 2005



Tabla de coeficientes Kv	
USO	Kv
Aeropuertos	0.18
Árboles frutales	0.1
Bosques caducifolios	0.2
Bosques de coníferas	0.15
Bosque mixtos	0.2
Bosques semi-caducifolios	0.2
Bosques siempre verdes	0.2
Café	0.19
Caña de azúcar	0.1
Espacios con vegetación escasa	0.18
Granos básicos	0.1
Lagos, lagunas y lagunetas	0
Mosaicos de cultivos y pastos	0.1
Pastos cultivados	0.1
Pastos naturales	0.1

Cuadro 2.4: Cuadro de identificación de coeficiente de cobertura vegetal. Fuente: Modelo de Balance Hidrológico SNET.

2.6.2.8.3. MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION REAL.

La evapotranspiración real que se utilizara para el cálculo del balance hídrico es obtenida de datos de evapotranspiración potencial de estaciones ubicadas cerca a la zona de estudio, donde se necesitaran cierto número de estaciones



para obtener datos, mediante los cuales se pueda realizar una curva de regresión lineal.²³

2.6.3. TIPOS DE CUENCAS

2.6.3.1. CUENCAS ENDORREICAS

Área en la que el agua no tiene salida superficialmente, por ríos, hacia el mar. El término tiene raíces griegas, *endo*, "interior" y *rhein*, "fluir". Cualquier lluvia o precipitación que caiga en una cuenca endorreica permanece allí, abandonando el sistema únicamente por infiltración o evaporación, lo cual contribuye a la concentración de sales.

2.6.3.2. CUENCAS EXORREICAS

Es el carácter de las regiones cuya red hidrográfica se halla en comunicación con otra forma de agua continental, con algún mar, o con el océano; es decir son las cuencas que drenan sus aguas hacia el mar o el océano.

2.6.3.3. CUENCAS ARREICAS

Es el estado de una zona que carece de corrientes fluviales. Las aguas se evaporan o se filtran en el terreno antes de encauzarse en una red de drenaje. Los arroyos, aguadas y cañadones de la meseta patagónica central pertenecen a este tipo, ya que no desaguan en ningún río u otro cuerpo hidrográfico de importancia.²⁴

²³ Saúl Humberto Elizondo. Modelación hidrológica de la subcuenca del río Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras). Año 2009.

²⁴ Pg web: http://es.wikipedia.org/wiki/Cuenca_hidrogr%C3%A1fica#Tipos_de_cuencas



2.6.4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA

Las características físicas de una cuenca forman un conjunto que influyen en su comportamiento hidrológico, tanto a nivel de las excitaciones como de las respuestas de la cuenca, como un Sistema.

Así pues, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es de gran utilidad práctica en la ingeniería Hidrológica, pues con base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde exista poca información, o que haya carencia total de información de registros hidrológicos, si existe cierta semejanza geomorfológico y climática entre las zonas.

2.6.4.1. DELIMITACION DE LA CUENCA

Tradicionalmente la *delimitación de cuencas*, se ha realizado mediante la interpretación de los mapas cartográficos. Este proceso, ha ido **evolucionando con la tecnología**. Hoy día los sistemas de información geográfica *SIG* proporcionan una gama amplia de aplicaciones y procesos que, con entender los conceptos y teoría, se puede realizar de una forma más sencilla y rápida el *análisis y delimitación* de una cuenca.

Procedimiento para la Delimitación de las Unidades Hidrográficas

La importancia de este tema radica en tener los criterios cartográficos para delimitar unidades hidrográficas, previamente a este paso el especialista tendrá en claro los conceptos básicos de cuencas, así como sus tipos y características.

El proceso de delimitación, es válido si se utiliza tanto en el método tradicional - delimitación sobre cartas topográficas-, así como en el método digital con ingreso directo sobre la pantalla de un ordenador, utilizando algún software SIG como herramienta de digitalización.



Para la delimitación de las unidades hidrográficas, se consideran las siguientes reglas prácticas:

Primera: Se identifica la red de drenaje o corrientes superficiales, y se realiza un esbozo muy general de la posible delimitación.

Segunda: Invariablemente, la divisoria corta perpendicularmente a las curvas de nivel y pasa, estrictamente posible, por los puntos de mayor nivel topográfico.

Tercera: Cuando la divisoria va aumentando su altitud, corta a las curvas de nivel por su parte convexa.

Cuarta: Cuando la altitud de la divisoria va decreciendo, corta a las curvas de nivel por la parte cóncava.

Quinta: Como comprobación, la divisoria nunca corta una quebrada o río, sea que éste haya sido graficado o no en el mapa, excepto en el punto de interés de la cuenca (salida).²⁵

2.6.4.2. ORIENTACION DE LA CUENCA

Por orientación de la cuenca, hay que entender su dirección geográfica según la resultante de la pendiente general. Este concepto es importante porque distintos elementos pueden relacionarse con la orientación de la superficie y entre ellos se tienen:

- El número de horas que está soleada la cuenca. Este es un elemento bastante importante en la medida que aumenta la latitud de la cuenca. Puede ser el factor principal en el cálculo de la evaporación y la evapotranspiración.

²⁵ Pg web: <http://franklinlmc.obolog.com/delimitacion-cuenca-hidrografica-233721>



- Las horas en las que incide el sol sobre la ladera de la cuenca.
- La dirección de los vientos dominantes
- La dirección del movimiento de los frentes de lluvia
- Los flujos de humedad

2.6.4.3. ÁREA DE LA CUENCA

El área de la cuenca es probablemente la característica geomorfológica más importante para el diseño. Está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural.

2.6.4.4. LONGITUD DEL CAUCE MAS LARGO

El río principal suele ser definido como el curso con mayor caudal de agua (medio o máximo) o bien con mayor longitud o mayor área de drenaje, aunque hay notables excepciones como el río Misisipi. Tanto el concepto de río principal como el de nacimiento del río son arbitrarios, como también lo es la distinción entre río principal y afluente. Sin embargo, la mayoría de cuencas de drenaje presentan un río principal bien definido desde la desembocadura hasta cerca de la divisoria de aguas. El río principal tiene un curso, que es la distancia entre su nacimiento y su desembocadura.

En el curso de un río se distinguen tres partes:



- **curso superior**, ubicado en lo más elevado del relieve, en donde la erosión de las aguas del río es vertical. Su resultado: la profundización del cauce;
- **curso medio**, en donde el río empieza a zigzaguear, ensanchando el valle;
- **curso inferior**, situado en las partes más bajas de la cuenca. Allí, el caudal del río pierde fuerza y los materiales sólidos que lleva se sedimentan, formando las llanuras aluviales o valles.

2.6.4.5. PERIMETRO DE LA CUENCA

La longitud, L , de la cuenca puede estar definida como la distancia horizontal del río principal entre un punto aguas abajo (estación de aforo) y otro punto aguas arriba donde la tendencia general del río principal corte la línea de contorno de la cuenca.

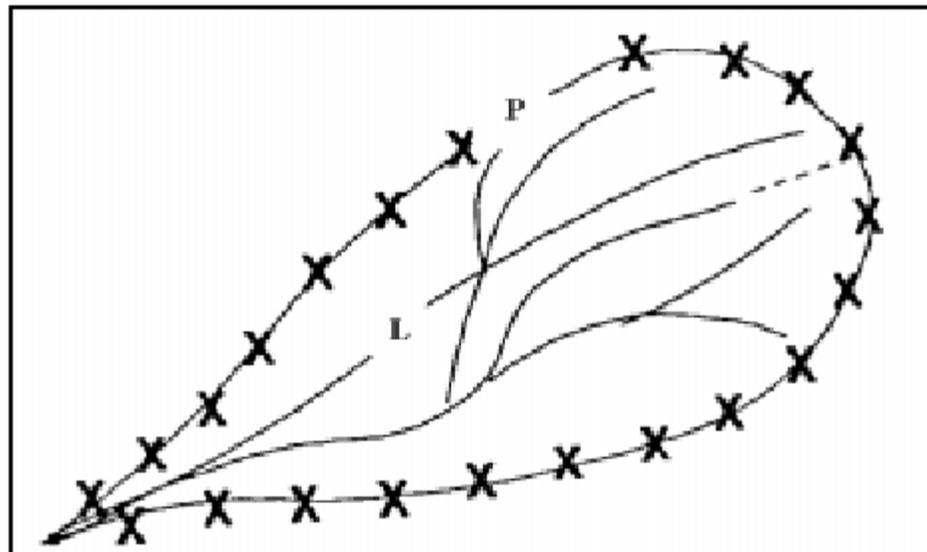


Figura 2.15. Representación del perímetro de la cuenca o parte agua. Fuente. Pg web: www.wikipedia.com



El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea de divorcio, es un parámetro importante, pues en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca. Usualmente este parámetro físico es simbolizado por la mayúscula P. El ancho se define como la relación entre el área (A) y la longitud de la cuenca (L) y se designa por la letra W. De forma que:

$$W = \frac{A}{L}$$

2.6.4.6. ELEVACION MEDIA

La elevación media de una cuenca refleja la media ponderada de las alturas sobre el nivel del mar que se encuentran segmentos del área de la cuenca. Más importante que la elevación media, es conocer la variación de la altura con respecto a porcentaje de área mediante una curva llamada **curva hipsométrica**.

Curva Hipsométrica es una curva que indica el porcentaje de área de la cuenca o bien la superficie de la cuenca en km² que existe por encima de una cota determinada. Una curva hipsométrica con concavidad hacia arriba indica una cuenca con valles extensos y cumbres escarpadas, lo contrario indicaría valles profundos y sabanas planas.

2.6.4.7. PENDIENTE MEDIA

La pendiente de la cuenca, tiene gran importancia, pues condiciona la velocidad del escurrimiento superficial y en cierto modo predice la erosión que produce en función del uso y manejo que se dé al suelo.

Se obtiene considerando los desniveles tanto horizontal como vertical que se pueden observar en el plano normalmente a partir de las curvas de nivel.

Existen varias metodologías para encontrar esta característica tan importante de la cuenca, pero la más utilizada es la llamada: Método de Alvord, cuya ecuación es la siguiente:



$$S_c = \frac{D \times L}{A_k} \times 100\%$$

Donde:

D = Diferencia vertical entre curvas de nivel

L = Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca en km

A_k = Área de la cuenca en km².²⁶

2.6.4.8. ORDEN DE LA CUENCA

El **orden de la cuenca** refleja el grado de ramificación o bifurcación de los ríos existentes dentro de ésta. Las cuencas se clasifican de acuerdo con su orden en una jerarquía que se define como sigue: ríos de primer orden son los que no tienen afluentes; los de segundo orden se forman al unirse los de primer orden; los de tercer orden se forman al unirse los de segundo y así sucesivamente.

2.6.5. PERIODO DE RETORNO

En varias áreas de la ingeniería, el período de retorno es el tiempo esperado o tiempo medio entre dos sucesos improbables y con posibles efectos catastróficos.

El cambio climático junto con el calentamiento global han generado un conjunto de cambios ambientales que afectan la estabilidad y el buen funcionamiento de las obras civiles; por lo tanto es preciso tomar en cuenta diversos factores para poder determinar el periodo de retorno más adecuado a la obra civil que se pretende diseñar.

Por lo anterior los diseños de obras civiles en el país deben estar encaminados a tomar en cuenta un periodo de retorno mayor de 25 años con el fin de

²⁶ Pg web: <http://eicunsa.iespana.es/publicacion/cuencashidrograficas.pdf>



garantizar que la actividad, obra o proyecto sea eficiente, funcional y perdurable hasta en las condiciones más desfavorables.

2.6.6. MÉTODO HIDROMETEREOLÓGICO: LA FORMULA RACIONAL

El método de estimación de los caudales asociados a distintos períodos de retorno depende del tamaño y naturaleza de la cuenca aportante.

Para cuencas pequeñas (hasta 2.5km²) son apropiados los métodos hidrometeorológicos, basados en la aplicación de una intensidad media de precipitación a la superficie de la cuenca, a través de una estimación de su escorrentía. Ello equivale a admitir que la única componente de esta precipitación que interviene en la generación de caudales máximos es la que escurre superficialmente. En las cuencas grandes estos métodos pierden precisión y, por tanto, la estimación de los caudales es menos correcta.

El caudal de referencia Q en el punto en el que desagüe una cuenca o superficie se obtendrá mediante la fórmula:

$$Q = C \cdot A \cdot I / K$$

Siendo:

C: el coeficiente medio de escorrentía de la cuenca o superficie drenada.

A: su área, salvo que tenga aportaciones o pérdidas importantes, tales como resurgencias o sumideros, en cuyo caso el cálculo del caudal Q deberá justificarse debidamente.

I: la intensidad media de precipitación correspondiente al período de retorno considerado y a un intervalo igual al tiempo de concentración.



K: un coeficiente que depende de las unidades en que se expresen Q y A.

2.6.6.1. CÁLCULO DE LAS I.D.F.

Para el método hidrometeorológico es necesario el estudio de las máximas precipitaciones diarias para distintos periodos de retorno para lo cual es necesario el tratamiento estadístico de los datos diarios recogidos por diversos pluviómetros dentro de la cuenca vertiente. El objeto final es la asignación a cada subcuenca de precipitaciones para diversos periodos de retorno.

En cada punto donde se quieren obtener caudales es necesario determinar previamente el tiempo de concentración hasta el mismo. Este tiempo de concentración marca el tiempo de duración de la tormenta de diseño a utilizar. Por ello, puede ocurrir que se tengan que transformar las precipitaciones diarias calculadas para distintos periodos de retorno en precipitaciones de duraciones más cortas, para lo cual es necesario o bien alguna fórmula existente, o disponer de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (curvas IDF) de la zona que permitirán el cambio de una manera sencilla.

Una curva IDF es una representación gráfica de los fenómenos siguientes: Intensidad, duración, frecuencia, las cuales se generan mediante una recopilación de información de campo y ciertos cálculos probabilísticos.

Una vez conocido cuánto llueve en cada subcuenca para cada periodo de retorno en función de la duración de la tormenta es necesario introducir en el modelo cómo se produce dicha precipitación, ya que no se obtendrán los mismos caudales si la lluvia se produce uniformemente en la duración del evento o un porcentaje importante del total se concentra en una porción de su duración. Para ello se utiliza el denominado Hietograma de Diseño, que puede ser desde una forma más sencilla como rectangular o triangular o tener formas más complejas resultantes del estudio de cómo se distribuyen en el tiempo las tormentas registradas por un pluviógrafo en la zona de estudio.



2.6.6.2. CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN

La infiltración es el proceso por el cual el agua superficial se introduce en las capas internas del suelo debido básicamente a las fuerzas gravitatorias, aunque también intervienen fuerzas de tipo capilar así como otras de naturaleza más compleja como química, etc.

El agua infiltrada puede llegar a los acuíferos, ríos, lagos o al mar, o bien puede quedar retenida en el suelo y volver a la atmósfera por fenómenos de evaporación y/o transpiración.

La infiltración depende de:

- a) Las características del suelo, permeabilidad y estado de humedad del mismo.
- b) Las características de la cubierta vegetal.
- c) La intensidad y duración de la lluvia.
- d) El estado de la superficie del suelo, laboreo, etc.
- e) Las características del agua, temperatura, impurezas, etc.

Cuando se requiere determinar el caudal de una determinada cuenca hidrográfica es necesario conocer el coeficiente de escorrentía, cuyo concepto en hidrología es la diferencia de uno menos el coeficiente de infiltración.

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía de una cuenca específica se debe determinar primero las siguientes características:

- Pendiente media.
- Tipo de suelo.
- Tipo de cubierta vegetal.

Posteriormente se debe de hacer uso del "Nomograma de Ven Te Chow para el cálculo del coeficiente de escorrentía" el cual se muestra en la figura 2.16.

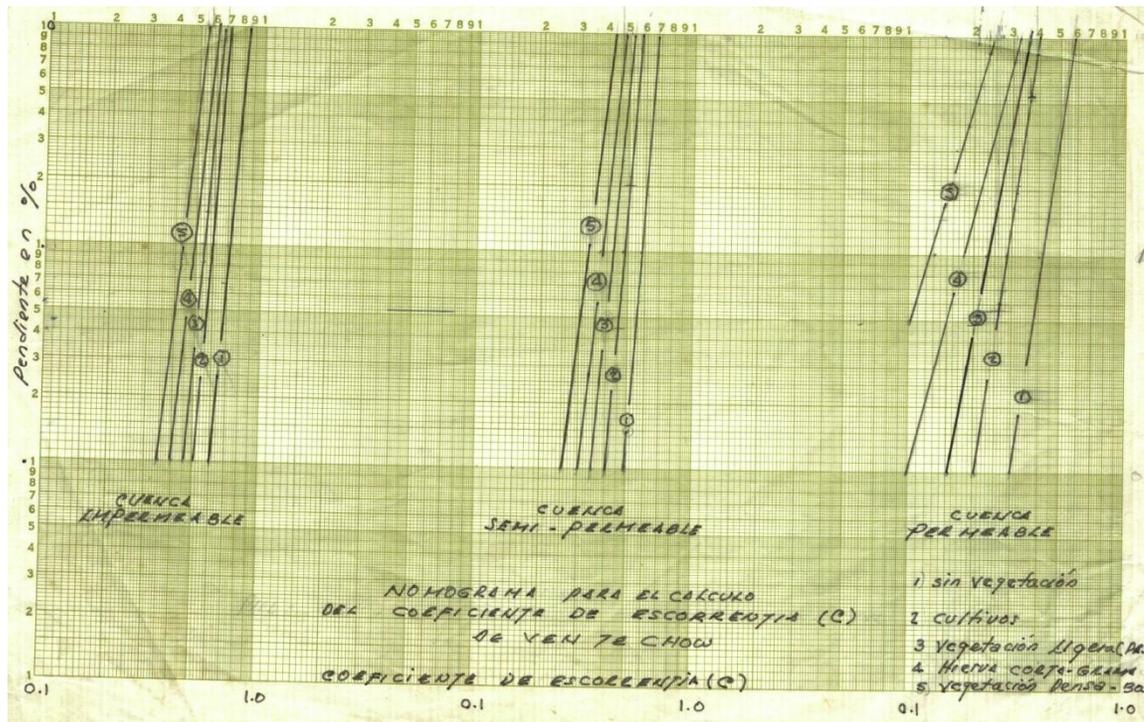


Figura 2.16. Nomograma de Vente Chow. Fuente. Clases de Hidrología Ing. Wilbert López. Año 2007.

Como se puede apreciar en el Nomograma anterior, éste consta de tres gráficas las cuales están conformadas por cinco líneas que representan el tipo de vegetación y uso de suelo existente en la cuenca (sin vegetación, cultivos, vegetación ligera, hierba corta y vegetación densa) cada grafica corresponde a diferentes tipos de suelos (impermeable, semi-permeable y permeable), según el tipo de suelo existente en la zona de estudio se elegirá una de las tres gráficas para hacer uso de ella. Luego de haber seleccionado la gráfica, se elige la línea correspondiente al uso del suelo. Una vez realizado estas dos selecciones se ingresa a la gráfica con la pendiente media de la cuenca (eje Y) trazando una línea horizontal hasta cortar la línea de interés, luego se traza una línea perpendicular a la línea trazada, hasta cortar el eje X, donde se encuentra el valor del coeficiente de escorrentía correspondiente a la cuenca de interés.



El procedimiento antes descrito se puede realizar de una manera diferente y más precisa por medio del software Arc GIS, del cual se puede obtener más rápidamente el coeficiente de infiltración, sumando los coeficientes de cobertura vegetal, textura de suelo y coeficiente de pendiente. Al conocer el coeficiente de infiltración, se puede calcular el coeficiente de escorrentía por el concepto y fórmula antes mencionados.

2.6.6.3. CÁLCULO DEL ÁREA DE INFLUENCIA

El área de influencia en un estudio hidrológico se define como la zona o región que contribuye a la captación de precipitación y al encauce de ésta, hacia el punto de interés en donde se pretende solucionar una problemática o satisfacer una necesidad existente.

Para poder determinar el área de influencia se puede realizar mediante diferentes métodos, uno de los más utilizados es el Método de los Polígonos de Thiessen.

Polígono de Thiessen: se define como la zona delimitada por las líneas que determinan el área de influencia de una estación.

El polígono de influencia se define de la siguiente manera:

1. Determinar los puntos de referencia (en este caso los puntos de referencia son las estaciones meteorológicas, para ello se utiliza las coordenadas angulares ortogonales)
2. Homogenizar las series de datos a un periodo común.
3. Trazar los polígonos de influencia de cada estación. El trazo tiene los siguientes pasos:
 - a. Unir las estaciones entre si; procurando que las líneas de unión no se crucen.
 - b. Trazar una mediatriz entre cada estación.



- c. Prolongar la mediatriz hasta que se corten y definan un área cerrada o un polígono abierto.
4. Cálculo del área de cada polígono

2.6.6.4. CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

Hoy en día el caudal máximo de un punto específico de interés se puede calcular de diversas maneras, dos de las más comunes: el método manual con base en las isócronas utilizando la fórmula racional y el cálculo del caudal a través del software Arc GIS, en donde también se puede aplicar la fórmula racional o el Balance Hídrico Climático, el cual será abordado a profundidad en el capítulo N°3.

Método Manual por medio de las Isócronas.

Isócronas: líneas de igual tiempo y velocidad, o sea el método pretende aplicar y calcular el caudal en áreas que quedan definidas por curvas que utilizan el mismo tiempo para recorrer el cauce (tiempo de concentración).

Principios:

- a) La sumatoria de los caudales parciales por isócronas es igual al caudal total.
- b) Cada isócrona se comporta como una unidad homogénea, esto quiere decir que en cada isócrona es aplicable la fórmula Racional ($Q=C.I.A$)

La fórmula racional tiene condiciones que se deben cumplir:

1. No es aplicable para áreas mayores de 2.5 km^2
2. La ecuación es aplicable para tiempos de concentración mayores de 5 minutos

Para la aplicación del método se deben tomar en consideración ciertos aspectos:



- a) El número mínimo de isócronas en que se puede dividir la cuenca es 6.
- b) El área máxima de cada isócrona es de 2.5 km²
- c) El tiempo mínimo de concentración entre cada isócrona es de 5 minutos
- d) La suma de los caudales generados por cada isócrona, forma el caudal total de la cuenca.

PRINCIPIOS APLICADOS:

1. La ley de continuidad y conservación de la masa.
2. La formula Racional se aplica en un área homogénea
3. La ley de la física $d=V \cdot t_c$

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

1. Ubicar el punto de interés a fin de poder establecer hasta donde se debe evaluar la generación de la escorrentía superficial.
2. Calculo de las características físicas principales de una cuenca:
 - a. Limitación de la cuenca, partiendo del punto de control y de las características topográficas.
 - b. Calculo de los parámetros físicos para conocer el tiempo de concentración (t_c) a través de la fórmula:

$$t_c = \frac{\sqrt{A} + 1.5 L_c}{0.8 \sqrt{AH}}$$

3. Ubicar las estaciones pluviográficas que se encuentran en el área de interés
4. Trazar los polígonos de Thiessen para poder ubicar el área de influencia.



5. Calcular las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia para las estaciones de la red base definida en el numeral 3
6. Definición de las unidades hidrogeológicas.

Para poder definir las unidades hidrogeológicas de la cuenca, es necesario conocer el tipo de materiales que conforman la cuenca en sus diferentes zonas; para definir las zonas se hace uso del plano geológico, elaborado por la misión Alemana y con base a la clasificación siguiente:

Material	Características
Aluviones retrabajados	Permeable
Lava y escorias recientes	
Gravas con intercalaciones de piroclásticos y lavas	
Aluviones consolidados, intercalados con nolitas y tobas andesíticas	Semi permeables
Aglomerados, lavas y brechas piroclásticas	Impermeables

Cuadro 2.5. Características geológicas de tipos de suelo. Fuente: Apuntes de clase de Hidrología. Ing. Wilbert López. Año 2008.

7. Definición de áreas de igual pendiente.

Para el cálculo de la pendiente media de la zona de interés, generalmente se define en función de la diferencia de nivel entre las zonas de unidades hidrogeológicas dividida entre la longitud del cauce.

8. Determinación de las áreas de influencia dentro de la cuenca de interés



9. Calculo del coeficiente de escorrentía, partiendo de las características de cobertura vegetal, tipo de suelo y pendiente media del área hidrológica (explicado anteriormente en el apartado 2.6.6.2)

10. Trazo de las isócronas:

- a. Para conocer tentativamente el número de isócronas, se divide el área de la cuenca entre el área máxima que puede tener una isócrona. ($A_{max}=2.5 \text{ km}^2$)
- b. Con el número aproximado de isócronas se calcula la distancia entre isócronas dividiendo la longitud del cauce más largo entre el número de isócronas
- c. Luego de definir la distancia entre isócronas, se plotean sobre todos los cauces principales, secundarios y terciarios iniciando el ploteo a partir del punto de interés hacia el parte aguas, especialmente sobre el cauce principal, el cual deberá estar dividido en un número de isócronas con los demás cauces secundarios y terciarios
- d. Unir por medio de curvas aquellos puntos que tienen igual distancia partiendo de la desembocadura hacia el parte aguas procurando que la línea se levante perpendicular.
- e. Para verificar si las áreas entre isócronas no rebasan los 2.5 km^2 , especialmente en la parte ancha de la cuenca, se trazan suavemente, inicialmente verificando el área entre isócronas (de lo contrario reducir el área de isócronas, aumentando el número de ellas)

NOTA: Debe cumplir siempre y cuando el número de isócronas que rebasan el área máxima no sea mayor del 5%



11. Calculo del caudal máximo

Es indispensable la aplicación de la ecuación racional por cada isócrona, tomando en consideración todos los elementos que en ella intervienen, por lo tanto al aplicar la formula Racional se obtendrá un caudal por isócrona.

$$Q_i = C_i \cdot I_i \cdot A_i$$

Generalmente el valor del coeficiente de escorrentía suele ser el valor medio y puede ser representativo de una zona, al igual que la intensidad, la cual es definida por el área de los polígonos de Thiessen.

Luego de haber encontrado el caudal en cada isócrona a través de la formula Racional, se realiza la sumatoria de caudales del número total de isócronas, encontrando de esta manera el caudal total de la cuenca en estudio.

2.7. TEORÍA INTRODUCTORIA ACERCA DEL DISEÑO HIDRÁULICO

Son muy pocos los casos en los cuales es posible solucionar los problemas de inundaciones y control de torrentes de forma permanente. Algunas de las razones más importantes que no permiten la solución son el costo de las obras, los conflictos socioeconómicos de las regiones que conllevan intereses en el uso de la tierra, y la escasa factibilidad económica de este tipo de proyectos. Por esta razón se utilizan los términos Control de Inundaciones, de torrentes o Mitigación de los efectos de las Inundaciones para indicar que estos proyectos tratan de prevenir daños mayores y ofrecen protección hasta un cierto nivel de riesgo.

El costo de las obras está en función de la frecuencia del evento de inundación. En la protección de campos agrícolas, por ejemplo, la



frecuencia de diseño contra inundaciones puede estar entre 5 a 25 años porque eventos mayores pueden requerir de obras que valen más que los cultivos que se van a proteger. En otros casos, en los cuales las inundaciones pueden ocasionar pérdidas de vidas humanas puede ser preferible instalar sistemas de alerta o reubicar la población que se encuentra en peligro, antes que proyectar obras para frecuencias de 10.000 años o más.

2.7.1. DEFINICION DE CONCEPTOS BASICOS

Al realizar un diseño hidráulico se interactúan con una gama de conceptos importantes, para poder interpretar de la mejor manera la información de campo, y así relacionarla adecuadamente al realizar los cálculos hidráulicos, es por eso que estos se definen a continuación.

- **Obra hidráulica.**

Es la construcción de bienes que tengan naturaleza inmueble destinada a la captación, extracción, desalación, almacenamiento, regulación, conducción, control y aprovechamiento de las aguas, así como el saneamiento, depuración, tratamiento y reutilización de las aprovechadas y las que tengan como objeto la recarga artificial de acuíferos.

- **Canal:** Se denomina canal natural a las depresiones naturales en la corteza terrestre, algunos tienen poca profundidad y otros son más profundos, según se encuentren en la montaña o en la planicie. Algunos canales permiten la navegación, generalmente sin necesidad de dragado.



- **Fluido:** son sustancias capaces de fluir y que se adaptan a la forma del recipiente que los contienen, los fluidos pueden manifestarse en dos fases (estado líquido y gaseoso) diferentes, cada uno con propiedades que les caracteriza según su fase.
- **Flujo de fluidos:** es el desplazamiento de un punto a otro de una sustancia capaz de fluir, estos pueden ser permanentes o no permanentes; uniformes o no uniformes; laminar o turbulento; unidimensional, bidimensional, tridimensional y rotacional o irrotacional.
- **Flujo permanente:** tiene lugar cuando, en un punto cualquiera, la velocidad de las sucesivas partículas que ocupan ese punto en los sucesivos instantes es la misma. Por lo tanto la velocidad es constante respecto al tiempo.
- **Flujo uniforme:** es ocurre cuando el módulo, la dirección y el sentido de la velocidad no varían en un punto a otro del fluido.
- **Flujo no uniforme:** este tipo de flujo ocurre cuando la profundidad del líquido varía a lo largo de la longitud del canal abierto.
- **Líneas de corrientes:** son curvas imaginarias dibujadas a través de un flujo en movimiento que indican la dirección de éste en los diversos puntos del flujo fluido.



- **Profundidad del flujo, calado o tirante:** la profundidad del flujo (h) es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre.
- **Ancho superior:** el ancho superior (T) es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.
- **Área mojada:** el área mojada (A) es el área de la sección transversal del flujo normal a la dirección del flujo.
- **Perímetro mojado:** el perímetro mojado (P) es la longitud de la línea de la intersección de la superficie mojada del canal con la sección transversal normal a la dirección del flujo.
- **Radio hidráulico:** el radio hidráulico (R) es la relación entre el área mojada y el perímetro mojado, se expresa como: $R = A / P$
- **Profundidad hidráulica:** la profundidad hidráulica (D) es la relación del área mojada con el ancho superior, se expresa como: $D = A / T$
- **Factor de la sección:** el factor de la sección (Z), para cálculos de escurrimiento o flujo crítico es el producto del área mojada con la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica, se expresa como: $Z = A\sqrt{D}$

El factor de la sección, para cálculos de escurrimiento uniforme es el producto del área mojada con la potencia $2/3$ del radio hidráulico, se expresa como: $A \cdot R^{(2/3)}$.



2.7.2. OBRAS HIDRÁULICAS Y DE MITIGACIÓN DE RIESGOS

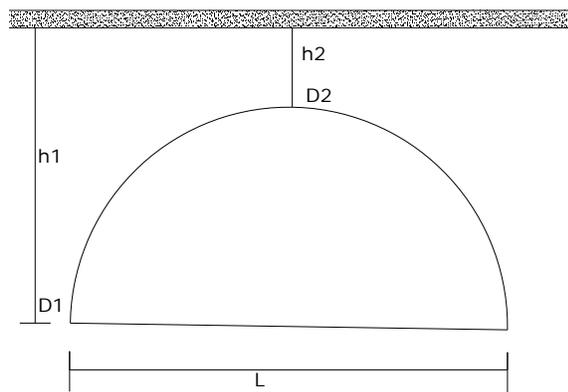
Las obras de cruce, se construyen para salvar arroyos, hondonadas, cañadas, canales de riego, etc. Constituyen el drenaje transversal, llamado también obras de arte.

Pueden clasificarse en términos generales en alcantarillas y puentes; aunque no existe una marcada diferencia en cuanto a la delimitación de su capacidad hidráulica, afirmándose que las alcantarillas, pueden considerarse como obras menores.

Las alcantarillas, están conformadas por un dispositivo de conducción o cañón y los muros de cabezal. El cañón, es la alcantarilla misma y los muros tienen como función impedir la erosión alrededor del cañón, guiar la corriente de agua a la entrada y salida del cañón y evitar que el terraplén invada el cauce.

De acuerdo a la sección transversal del cañón, las alcantarillas pueden ser tubulares, en cajón o de bóveda.

Los puentes, son empleados para salvar aquellos cauces, cuya sección transversal sea muy ancha o de gran profundidad respecto a la rasante del camino.



Bóveda

Esta obra permite dar paso a mayores volúmenes de agua que las tuberías o bien para soportar rellenos grandes.

Figura 2.17. Vista frontal de bóveda. Fuente. Apuntes de cátedra: Estructuras de concreto. Año 2009.



Las tuberías de concreto y bóvedas se utilizan cuando es posible dejar un colchón mínimo de 60 cm., entre la parte superior de la estructura y la rasante del terreno.

Definitivamente la utilización de cualquier tipo de obra de drenaje conlleva de antemano a realizar un estudio hidrológico que determinara el volumen de agua; que circula en ese punto.

2.7.2.1. OBRAS DE MITIGACION

Entre las diferentes obras de mitigación están:

● **Muros de contención.**

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.

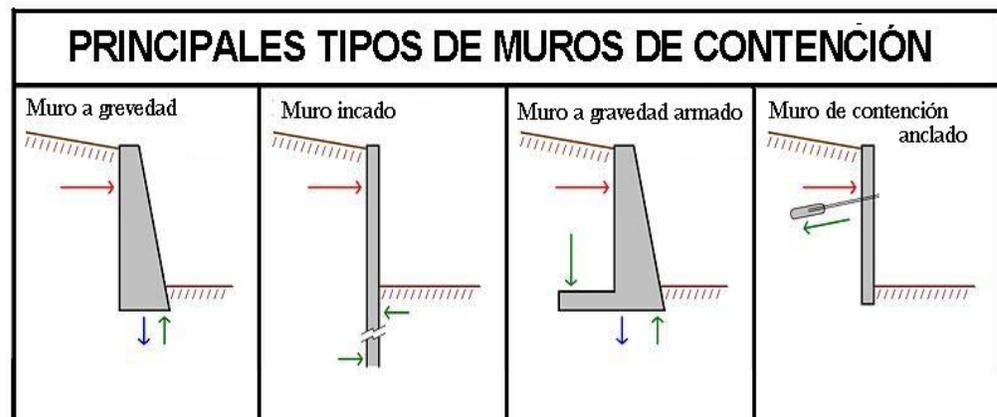


Figura 2.18. Principales tipos de muros de contención. Fuente. Pg web: es.wikipedia.org. Año 2010.



Tipos de muros de contención

● Muros de gravedad

Son aquellos cuyo peso contrarresta el empuje del terreno. Dadas sus grandes dimensiones, prácticamente no sufre esfuerzos flectores, por lo que no suele armarse. Los muros de gravedad a su vez pueden clasificarse en:

- Muros de hormigón en masa. Cuando es necesario, se arma el pie (punta y/o talón).
- Muros de mampostería seca. Se construyen mediante bloques de roca (tallados o no).
- Muros de escollera. Se construyen mediante bloques de roca de mayor tamaño que los de mampostería.
- Muros de gaviones. Substituyen a los de escollera cuando no hay disponibilidad de grandes rocas.
- Muros prefabricados o de elementos prefabricados. Se pueden realizar mediante bloques de hormigón previamente fabricados.
- Muros aligerados. Aquellos en los que los bloques se aligeran (se hacen huecos) por diversos motivos (ahorro de material, reducción de peso).
- Muros jardinera. Si los bloques huecos de un muro aligerado se disponen escalonadamente, y en ellos se introduce tierra y se siembra, se produce el muro jardinera, que resulta mucho más estético, y de menor impacto..
- Muros seco. constituido por piedra de 8"@10" que van sobre puestos y amarrados entre sí, no lleva ningún tipo de mortero o concreto, conforme se va construyendo se va rellorando con piedras de lugar o cascajo de 3/4" de diámetro en caso que se utilice con drenar el agua.



● **Muros estructurales**

Son muros de hormigón fuertemente armados. Presentan ligeros movimientos de flexión y dado que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Presentan un saliente o talón sobre el que se apoya parte del terreno, de manera que muro y terreno trabajan en conjunto.

Siempre que sea posible, una extensión en el puntal o la punta con una dimensión entre un tercio y un cuarto del ancho de la base suministra una solución más económica.

Tipos distintos de muros estructurales son los muros "en L", "en T".

En algunos casos, los límites de la propiedad u otras restricciones obligan a colocar el muro en el borde delantero de la losa base, es decir, a omitir el puntal. Es en estas ocasiones cuando se utilizan los muros en L.

Como se ha indicado, en ocasiones muros estructurales verticales de gran altura presentan excesivas flexiones. Para evitar este problema surge el 'muro con contrafuertes', en los que se colocan elementos estructurales (contrafuertes) en la parte interior del muro (donde se localizan las tierras). Suelen estar espaciados entre sí a distancias iguales o ligeramente mayores que la mitad de la altura del muro. También existen muros con contrafuertes en la parte exterior del mismo.

En ocasiones, para aligerar el contrafuerte, se colocan elementos con un tirante (cable metálico) para que trabaje a tracción. Surgen así los 'muros atirantados'

● **Muros de gavión.**

En ingeniería, los gaviones son contenedores de piedras retenidas con malla de alambre. Se colocan a pie de obra desarmados y, una vez en su sitio, se rellenan con piedras del lugar.

Como las operaciones de armado y relleno de piedras no requieren ninguna pericia, utilizando gaviones se pueden ejecutar obras que de otro modo requerirían mucho más tiempo y operarios especializados. Se fabrican con mallas (de triple torsión y escuadrada tipo 8x10 cm) de alambre de acero (con bajo contenido de carbono) de 2,7 mm, al que se le da tres capas de galvanizado, con 270 gramos de zinc. Las aristas de los gaviones se refuerzan también con alambre de 3,4 mm. También se utiliza alambre para el amarre de las piezas de 2,2 mm. Los gaviones pueden tener diferentes aspectos, es muy frecuente encontrarlos con forma de cajas, que pueden tener largos de 1,5, 2, 3 y 4 metros, un ancho de 1 metro y una altura de 0,5 ó 1,0 metros. Ver figura 2.19.



Figura 2.19. Muros de gavión para protección de quebrada ubicada en Residencial Bosques de Santa Elena 1. Proyecto Santa Elena 1 Fuente. Ing. Edgardo Rivas e Ing. Jorge Rivas.



● **Dique longitudinal.**

Esta es otra obra ingenieril, mediante la cual se puede controlar inundaciones.

Un dique es un terraplén natural o artificial, por lo general de tierra, paralelo al curso de un río o al borde del mar. Ver figura 2.20.



Figura 2.20. Dique longitudinal de piedra para control de inundaciones. Fuente. Pg web: <http://es.wikipedia.org/wiki>

● **Diques artificiales**

Los diques artificiales pueden ser utilizados para:

- Prevenir la inundación de los campos aledaños a los ríos o mares; sin embargo también se utilizan para encajonar el flujo de los ríos a fin de darle un flujo más rápido. Son conocidos como diques de contención.
- Proteger determinadas áreas contra el embate de las olas.
- Forman caminos integrando un orden vial.

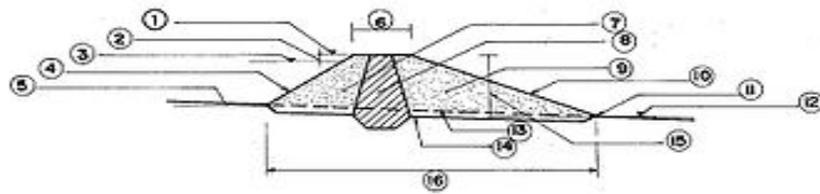


Estos diques tradicionalmente son construidos, amontonando tierra a la vera del río. Amplio en la base y afilados en la cumbre, donde se suelen poner bolsas de arena. Modernamente los diques de defensas ribereñas son construidos siguiendo los criterios técnicos modernos para estructuras de tierra, y en muchos casos su estructura es compleja, comprendiendo una parte de soporte, un núcleo impermeable y drenes de pie para minimizar el riesgo de rupturas.

PARTES DE UN DIQUE DE CONTENCIÓN CONTRA INUNDACIONES

La sección transversal de un dique de contención en tierra, con núcleo impermeable. Sus partes son: (ver figura 2.21)

1. Coronamiento
2. Borde libre
3. Nivel de agua de proyecto
4. Talud de aguas arriba (en este caso, considerando que el agua tiende a infiltrar a través del dique, el talud de aguas arriba es aquel que se encuentra al interior del cauce del río.
5. Nivel del terreno aguas arriba
6. Corona
7. Cuerpo de apoyo, aguas arriba. El material utilizado en esta parte del dique puede ser granular y poco permeable.
8. Núcleo impermeable
9. Cuerpo de apoyo, aguas abajo. El material debe ser permeable.



- ① CORONAMIENTO
- ② BORDE LIBRE
- ③ N.A. DE PROYECTO
- ④ TALUD DE AGUAS ARRIBA
- ⑤ NIVEL DEL TERRENO AGUAS ARRIBA
- ⑥ CORONA
- ⑦ CUERPO DE APOYO AGUAS ARRIBA
- ⑧ NUCLEO IMPERMEABLE
- ⑨ CUERPO DE APOYO AGUAS ABAJO
- ⑩ TALUD DEL LADO DE AGUAS ABAJO
- ⑪ UÑA
- ⑫ NIVEL DEL TERRENO DEL LADO PROTEGIDO
- ⑬ NIVEL DEL TERRENO ORIGINAL
- ⑭ NIVEL DE FUNDACION
- ⑮ ALTURA DEL DIQUE
- ⑯ ANCHO DE LA BASE

Figura 2.21. Partes que conforman la sección transversal de un dique artificial de tierra con núcleo impermeable. Fuente. Pg web: <http://es.wikipedia.org/wiki>

● Diques naturales

Un dique natural resulta del depósito de material arrastrado por el río en el borde del mismo, durante las inundaciones. Esto va causando, progresivamente, la elevación de la ribera.



Figura 2.22. Secciones transversales de dique de madera (bambú). Fuente. Proyecto Santa Elena, Ing. Edgardo Rivas e Ing. Jorge Adalberto Rivas. Año 2010.

● **Espigón o escolleras.**

Un espigón o escollera es una estructura lineal (predomina la longitud sobre las otras dimensiones) construida con bloques de piedras de dimensiones considerables, o de elementos prefabricados de hormigón, llamados tetrápodos, cuando la piedra es escasa, colocados dentro del agua, en ríos, arroyos o próximos a la costa marítima, con la intención de dirigir el flujo en alguna dirección determinada, reducir el oleaje o favorecer la decantación de arena. Ver figura 2.23.



Figura 2.23. Espigones contruidos con gaviones, para proteger las márgenes de un río.
Fuente. Pg web: <http://es.wikipedia.org/wiki>

Existen otras obras ingenieriles que también ayudan a mitigar las inundaciones así como lo son:

- Canales de desviación o By Pass.
- Terraplenes protegidos con obras marginales.
- Embalses de regulación.

2.3.4 CRITERIOS PARA LA ELECCIÓN DEL TIPO DE OBRA HIDRÁULICA

Una vez establecido el sitio donde se ubicara la obra es necesario efectuar un análisis de dicho lugar, con el objeto de determinar el tipo de obra hidráulica a emplear.

El estudio local de dicho sitio, debe comprender los aspectos siguientes:

- a) Topografía: Curvas de nivel, secciones longitudinales y transversales del cauce, entre otros.



- b) Estudio de suelo: Clasificación, perfiles estratigráficos, capacidad de soporte, entre otros.

Además de estas características, el comportamiento hidrológico del área que drena hacia ese punto, juega un papel muy importante en la elección y el dimensionamiento hidráulico de la obra.

Para esta elección se busca la forma que mejor se adapte al cauce natural. En cauces estrechos y profundos que transportan grandes caudales en la época lluviosa, es más conveniente instalar obras estrechas y altas como son las bóvedas en zonas planas sin cauce definidos en donde, el agua escurre en grandes volúmenes pero su altura es pequeña, una obra de cajón es la más indicadas, dependiendo indiscutiblemente de las condiciones de suelo y geometría del lugar.

Las alcantarillas tubulares, son recomendables en el caso de caudales de diseño bajos y los taludes de la sección transversal del cauce, poseen una pendiente menor de 30°.

Las dimensiones de todas estas obras deben ser las adecuadas para que la sección sea capaz de encausar caudales producidos por eventos meteorológicos extremos. Además, es necesario efectuar un chequeo de las velocidades producidas, para poder detectar si se producirá socavación o sedimentación en la obra

2.7.3. METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO HIDRÁULICO DE OBRAS CIVILES

Para poder realizar el cálculo hidráulico en obras de ingeniería civil, es preciso contar con datos previamente obtenidos a través de estudios realizados tanto en campo como en oficina, esta información se detalla a continuación:

- A. Caudal máximo



Obtenido a través de los diferentes datos recabados con las estaciones pluviográficas de la zona de estudio y el uso de la formula Racional.

B. Datos de campo

- a) Sección transversal del cauce en el sitio de interés.
- b) Perfil longitudinal de ± 200 Mt. 100 Mts. Aguas Arriba y 100 Mt. abajo del sitio de diseño.
- c) Muestras de material arrastrado por el río
- d) Conformación fisiográfica del río

1. Tipo de vegetación del cauce

2. Conformación física del cauce

3. Tipo de obras u obstrucciones existentes en el cauce

- a) Tamaño y tipo de obras, aguas arriba y abajo del Punto de diseño.
- b) Niveles máximos en la obra

Con las características hidráulicas de la sección y el tramo en donde se proyecta construir o diseñar la obra de paso, podemos adoptar las siguientes hipótesis:

I. Que el caudal total es igual al caudal hidrológico que depende de las características de la cuenca y de las lluvias precipitadas en ellas.

II. El caudal hidráulico será igual a la formula de Manning:

$$Q_h = \frac{R^{2/3} S^{1/2} A_h}{n}$$

Donde: R= Radio Hidráulico

S= Pendiente que se calcula con el perfil del río



A= Área de la sección transversal en el punto de interés

n= Constante de rugosidad

La ecuación de Manning está definida por las características geométricas e hidráulicas de la sección de Manning de la forma siguiente:

$$\frac{Q_n \cdot n}{S^{1/2}} = A \cdot R^{2/3}$$

Donde: $AR^{2/3}$ = Es el factor geométrico

$Q_h n/s^{1/2}$ = Es el factor hidráulico

Para esto se desarrolla el cálculo del área por el $R^{2/3}$ mediante la variación de tirante y el conocimiento de la sección transversal de interés, para facilitar el cálculo se plantea el siguiente cuadro:

Tirante (MTS)	Area (MTS ²)	Perímetro Mojado	Radio Hidráulico (A/P)	Rh ^{2/3}	Arh ^{2/3}
h1	A1	P1	Rh1	(Rh1) ^{2/3}	A1(Rh1) ^{2/3}
h2	A2	P2	Rh2	(Rh2) ^{2/3}	A2(Rh2) ^{2/3}
hn	An	Pn	Rhn	(Rhn) ^{2/3}	An(Rhn) ^{2/3}

Cuadro 2.6. Cuadro para el cálculo del área y radio hidráulico. Fuente: Apuntes de la cátedra de hidrología. Año 2008.

Con los datos del tirante, el cual se mide a partir del fondo de cauce y con intervalos entre tirantes que sean representativos de la profundidad total del cauce, se traza la curva de descarga natural, esto a través de los valores de $ARh^{2/3}$ que se plotean en el eje de las abscisas y los valores del tirante en el eje de las ordenadas.

Luego se calcula el factor hidráulico, el cual será introducido en la grafica de descarga natural entrando en el eje de las abscisas en forma vertical hasta



cortar la curva de descarga, en donde se traza una línea horizontal hasta llegar al eje de las ordenadas. El valor en donde corta el eje de las ordenadas es el nivel de aguas máximas del punto de interés en el río en estudio, por lo tanto la obra hidráulica a diseñar se dimensionará a partir de este dato.



CAPITULO III. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA

2010



3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO DE LA QUEBRADA SECA. VER ANEXO A

3.1.1. LEVANTAMIENTO LONGITUDINAL DEL CAUSE. VER ANEXO A.

3.1.2. LEVANTAMIENTO DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES. VER ANEXO A.

3.2. ESTUDIO DE SUELOS

3.2.1. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SUELO

Para determinar las características del suelo de la zona en estudio se hizo necesaria la extracción de muestras representativas para poder ser evaluadas en laboratorio y determinar algunos aspectos relevantes a tomar en cuenta en el diseño de las obras de mitigación. Dado que en el sitio de la problemática existe socavación, es posible visualizar algunos estratos del subsuelo. Figura 3.1.



*Figura 3.1. Visualización de la socavación de un talud lateral de la quebrada.
Fuente: Elaboración propia. Fotografía capturada el 26 de octubre de 2010*



Para poder determinar las características físicas del suelo se procedió a extraer muestras de suelo del sitio y se realizaron las pruebas de clasificación visual-manual en laboratorio, para 4 muestras de las cuales se tiene lo siguiente:

3.2.1.1. DESCRIPCIÓN E IDENTIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN NORMA ASTM D 2488-00. PROCEDIMIENTO VISUAL-MANUAL.

El procedimiento de descripción e identificación de suelos por el método visual-manual fue realizado el día Viernes 27 de Agosto de 2010, en el laboratorio de Suelos y Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador.

Las muestras de suelo extraídas en el sitio de estudio son:

Muestra N° 1

Lugar: Turín, Ahuachapán, Cantón el Jobo

Hora de muestreo: 9:02 am.

Clima: Nublado-Húmedo.

Fecha: 23/08/2010.

Descripción: La muestra corresponde a la parte baja de la quebrada seca-Laterales-

Muestra N° 2

Lugar: Turín, Ahuachapán, Cantón el Jobo

Hora de muestreo: 9:11 am.

Clima: Nublado-Húmedo.

Fecha: 23/08/2010.

Descripción: La muestra corresponde a la parte media de la quebrada seca-Laterales



Muestra N° 3

Lugar: Turín, Ahuachapán, Cantón el Jobo

Hora de muestreo: 9:29 am.

Clima: Nublado-Húmedo.

Fecha: 23/08/2010.

Descripción: La muestra corresponde a la parte superior de la quebrada seca-Laterales.

Muestra N° 4

Lugar: Turín, Ahuachapán, Cantón el Jobo

Hora de muestreo: 9:50 am.

Clima: Nublado-Húmedo.

Fecha: 23/08/2010.

Descripción: La muestra corresponde a la parte superior de la quebrada seca-Laterales.



Figura 3.2. Muestras listas para su posterior análisis en laboratorio. Fuente: Elaboración propia. Fotografía capturada el 27 de agosto de 2010.



Figura 3.3. Muestra procedente del sitio de interés, antes de ser clasificada en el laboratorio. Fuente: Elaboración propia. Fotografía capturada el 23 de agosto de 2010.



Figura 3.4. Muestra procedente del sitio de interés. Fuente: Elaboración propia. Fotografía capturada el 23 de agosto de 2010.



Según los análisis visual-manual realizados en laboratorio, se obtuvieron los siguientes resultados:

Muestra N°1. En la muestra N°1, de color café claro se encontró pequeñas porciones de roca. Se lavaron para determinar si en realidad se trataba de rocas de forma redondeada porque se trata de un suelo fino, puesto que tan solo se encontró un 5% de grava y la mayor parte arena. La muestra no es dura porque se fractura al golpearla, lo que indica resistencia en seco media. Más del 30% del espécimen se retuvo en la malla N°200. No se observó reacción al HCL (Ácido Clorhídrico). Para la prueba de dilatancia el agua sale lentamente. La plasticidad es media. Resistencia de media a alta. Por lo tanto es una arcilla magra.

Muestra N°2. En la muestra N°2, de color café oscuro se encontró pequeños partículas de restos fósiles. Al hacer la prueba de dilatancia el agua aparece lentamente. Tenacidad baja. Resistencia de media a alta. Menos del 4% del material se retuvo en la malla N°4, más del 30% retenido en la malla N°200; datos que indican que la mayor parte de la muestra es arena y finos. No se observó reacción al HCL. La muestra dos también es una arcilla magra.

Muestra N°3. De color café oscuro, olor orgánico, resistencia en seco alta, dilatancia lenta, tenacidad baja, plasticidad media, sin reacción al HCL, más del 30% de espécimen se retuvo en la malla N°200, el porcentaje de arena es mayor que el de grava ya que no se encontró grava, y el 52.2% de espécimen es arena; por lo que en base al diagrama de flujo para identificar suelos inorgánicos de grano fino (50% o más de finos). Ver figura 3.5. Se clasifica como un suelo arcilla magra arenosa, mas arena que arcilla.



Muestra N°4. De color café claro, olor orgánico, resistencia en seco alta, dilatancia de ninguna a lenta, tenacidad media, plasticidad alta, sin reacción al HCL, más del 30% se retuvo en la malla N°200, el porcentaje de arena es mayor que el de grava, no se encontró grava, y el 49% de espécimen es arena; por lo que en base al diagrama de flujo para identificar suelos inorgánicos de grano fino (50% o más de finos). Ver figura 3.5. Se clasifica como un suelo arcilla magra arenosa, mas arcilla que arena.

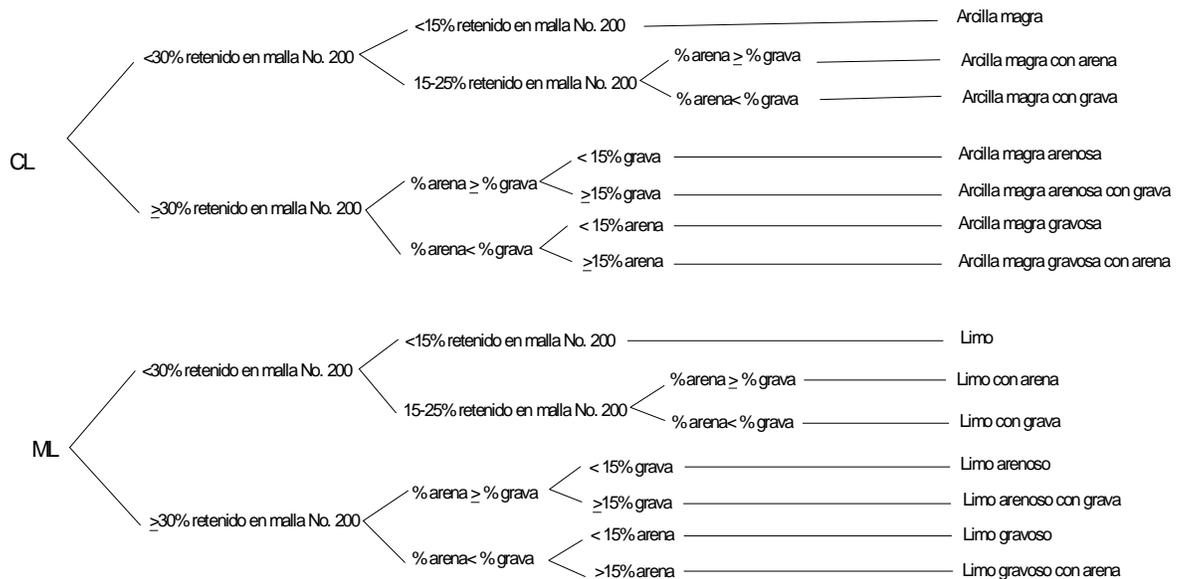


Figura 3.5. Parte del diagrama de flujo para identificar suelos inorgánicos de grano fino. Fuente: Elaboración propia. Año 2010.



3.2.1.2. GRANULOMETRIA DEL SUELO

GRANULOMETRIA POR LAVADO NORMA ASTM D421-58 y D422-63

DATOS

Peso Húmedo₁: 35 gr

Peso Húmedo₂: 35 gr

Peso seco₁: 28 gr

Peso seco₂: 27.23 gr

Peso muestra total: 750 gr

OBTENIENDO CONTENIDO DE HUMEDAD

$$\omega = \frac{\text{peso humedo} - \text{peso seco}}{\text{peso seco}} * 100$$

$$\omega_1 = \frac{35 \text{ gr} - 28 \text{ gr}}{28 \text{ gr}} * 100$$

$$\omega_1 = 25 \%$$

$$\omega_2 = \frac{35 \text{ gr} - 27.23 \text{ gr}}{27.23 \text{ gr}} * 100$$

$$\omega_2 = 28.53 \%$$

El promedio del contenido de humedad es 26.77 %



CONTENIDO PESO SECO TOTAL DE LA MUESTRA

Utilizando el contenido de humedad encontrado en los cálculos anteriormente mostrados, y asumiendo que la muestra es homogénea en el mismo, se encuentra el peso seco total de la muestra con la siguiente fórmula:

$$\omega_T = \frac{\text{Peso Humedo total} - \text{Peso Seco total}}{\text{Peso Seco Total}} * 100$$

$$26.77 = \frac{750 \text{ gr} - \text{Peso seco total}}{\text{Peso seco total}} * 100$$

Despejando el peso seco total de la ecuación anterior:

$$\text{Peso seco total} = 591.62 \text{ gr}$$

LAVADO DE LA MUESTRA

La muestra de 750 gramos fue lavada a través de las mallas numero 60 y numero 200. El peso retenido en cada malla se secó a cocina, obteniendo los siguientes resultados:

Peso retenido #60 = 328 gr

Peso retenido #200 = 109.45 gr

Por lo tanto el peso total retenido en las mallas después de realizado el lavado es de 437.45 gramos.

Para obtener el peso que pasó la malla numero 200 a través del lavado, se realiza la diferencia entre el peso seco total y el peso seco retenido en las mallas antes descritas.

$$\text{Peso que pasa la \#200} = 591.62 \text{ gr} - 437.45 \text{ gr}$$

$$\text{Peso que pasa la \#200} = 154.17 \text{ gr}$$



Posteriormente la muestra lavada y seca se tamiza desde la malla #4 hasta la malla #200, obteniendo los siguientes pesos retenidos en cada malla:

MALLA	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO
# 4	4.76	10.2
# 8	2.36	40.1
# 10	2.00	14.81
# 16	1.19	49.4
# 30	0.60	85.6
# 50	0.30	106.5
# 100	0.15	83.83
# 200	0.08	50.35
Pasa #200	0.00	1.5
		442.29

Tabla 3.1. Peso seco retenido en los diferentes tamices. Fuente. Elaboración propia.

Para poder realizar la curva granulométrica, se debe sumar el peso retenido que pasa la #200 por medio del lavado y el peso retenido que pasa la #200 por medio del tamizado, obteniendo con esto el peso total que ha pasado la malla #200.

CALCULO DE PORCENTAJE DE ERROR

Primero hay que determinar el peso total retenido en todas las mallas.

$$\text{Peso total} = 442.29 \text{ gr} + 154.17 \text{ gr}$$

$$\text{Peso total} = 596.46 \text{ gr}$$

$$\epsilon = \frac{591.62 \text{ gr} - 596.46 \text{ gr}}{591.62 \text{ gr}}$$

$$\epsilon = \frac{-4.84}{591.62}$$



$$\epsilon = -0.818 \% < 2\%$$

El porcentaje de error obtenido es menor a 2%, por lo tanto el ensayo se encuentra dentro de los límites requeridos por la norma ASTM D421-58 y D422-63. El error encontrado se debe sumar o restar (según sea el caso) a la malla que posee mayor peso retenido, para este estudio se debe restar el error al fondo, ya que es allí donde se posee mayor peso retenido.

$$\text{Peso de fondo final} = (154.17 \text{ gr} + 1.5 \text{ gr}) - 4.84 \text{ gr}$$

$$\text{Peso de fondo final} = 150.83 \text{ gr}$$

ANALISIS GRANULOMETRICO, SEGÚN ASTM D421-58 D422-63

Ubicación: Municipio de Turín, Departamento de Ahuachapán.

Muestra: 1

Material: Suelo

Profundidad (cm): 25

Fecha 16/09/10

MALLA	Peso Ret.	Porcentaje Retenido			Porc. Pasa	porc acum norma astm C33	Observaciones
		No	mm	(gramos)			
4	4.76	10.2	1.72	2	2	98	85 hasta 100
8	2.36	40.1	6.78	7	9	91	la malla #4
10	2.00	14.81	2.50	3	12	88	
16	1.19	49.4	8.35	8	20	80	% Gravas: 2
30	0.60	85.6	14.47	14	34.00	66	
50	0.30	106.5	18.00	18	52.00	48	El 75% es retenido
100	0.15	83.83	14.17	14	66.00	34	10 hasta 30
200	0.08	50.35	8.51	9	75.00	25	en la malla #200
Fondo	0.00	150.83	25.49	25	100.00	0	
		591.62	99.99	100			

Tabla 3.2. Peso, porcentaje retenido, porcentaje de suelo que pasa por los diferentes tamices y porcentaje acumulado que pasa según ASTM C-33. Fuente. Elaboración propia.

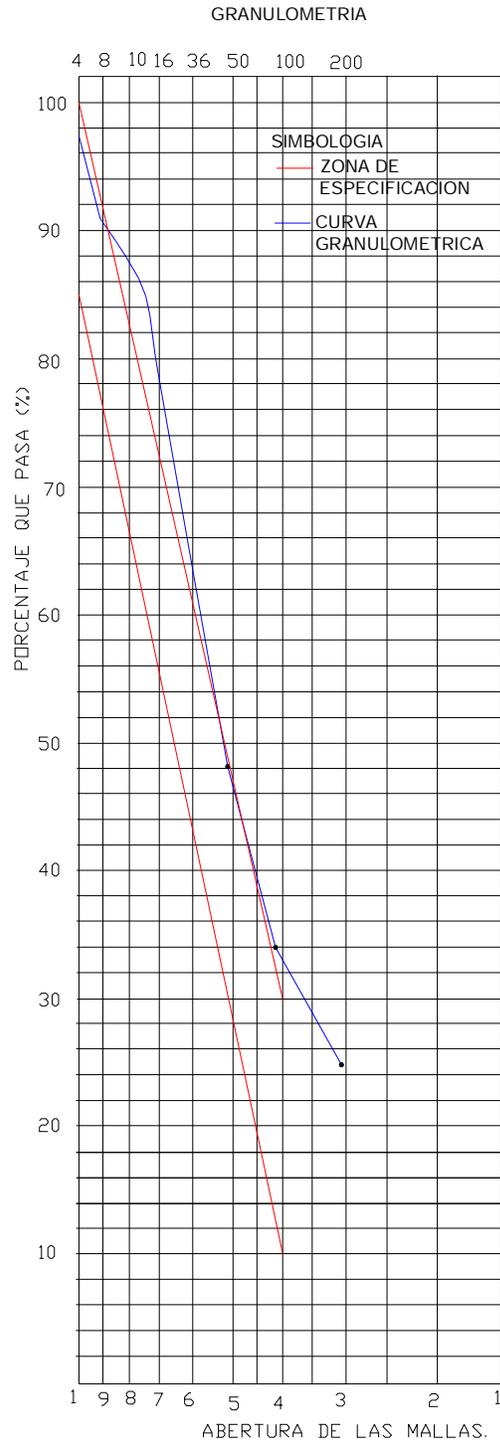


Grafico 3.1. Curva Granulométrica de Muestra extraída de la quebrada en estudio con su respectiva zona granulométrica según norma ASTM C- 33. Fuente: Elaboración Propia.



SEGÚN SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (S. U. C. S.)
NORMA ASTM D 2487 "Clasificación de suelos para fines de Ingeniería"

Según 3.6 y el cuadro anterior se puede visualizar que más del 50% del suelo es retenido en la malla #200, por lo tanto es un suelo de partículas gruesas.

Debido a que más del 50% de la fracción gruesa pasa la malla #4 se puede concluir que se está ante la presencia de Arena (S).

Según la norma ASTM D 2487: Si menos del 5% pasa el tamiz #200 se procede a obtener los coeficientes de Uniformidad, C_u , y de Curvatura, C_c . Por lo tanto para esta muestra no es necesario calcular dichos coeficientes.

En la 3.6 se puede observar que el 25% del material pasa el tamiz #200, según la norma antes mencionada, si mas del 12% del material pasa la malla #200 se considera que es apreciable el contenido de finos y se procede a determinar si estos son limo o arcilla, mediante los Limites de Consistencia y la Carta de Plasticidad.

Por lo tanto preliminarmente se dirá que el suelo de la muestra número uno de la quebrada en estudio es Arena (S) con finos, con la posibilidad que sea SM, Arenas limosas, mezclas de arena y limo; ó SC, Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. Debido a que el porcentaje de suelo que paso la malla N°200 es mayor del 12% es preciso determinar los límites de consistencia del suelo para verificar si es un suelo SC o SM.

3.2.1.3. LIMITE LÍQUIDO Y PLASTICO

El procedimiento de determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo de la zona en estudio fue realizado los días 16, 17 y 20 de Septiembre de 2010, en el laboratorio de Suelos y Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de El Salvador.



3.2.1.3.1. LIMITE PLÁSTICO.

Datos.

Para la realización de esta prueba se contaba con tres muestras tales como #1, #2, #3 de las cuales se desechó la muestra #1, por poseer alto contenido de suelo orgánico.

- Muestra # 2

Con esta muestra no se logró formar los cilindros que llegasen a tener 1/8" por lo tanto no es posible calcular el LP (límite plástico) y por ende el IP (índice de plasticidad).

De la muestra #3 se eligieron 3 sub muestras:

- Muestra # 3-1

Peso platillo de vidrio= 19gr

Peso suelo húmedo + platillo= 43.5gr

Peso suelo seco + platillo= 38.9 gr

- Muestra # 3-2

Peso platillo de vidrio= 20.75 gr

Peso suelo húmedo + platillo = 30.2 gr

Peso suelo seco + platillo = 28.45 gr

- Muestra # 3-3

Peso platillo de vidrio= 24.3 gr

Peso suelo húmedo + platillo= 31.35gr



Peso suelo seco + platillo= 30.05 gr

Calculo del límite plástico para los datos anteriores

$$\text{Limite plastico} = \left(\frac{\text{peso del agua}}{\text{peso del suelo secado al horno}} \right) * 100\%$$

$$\text{Limite plastico} = \left(\frac{\text{peso suelo humedo} - \text{peso suelo seco}}{\text{peso del suelo secado al horno}} \right) * 100\%$$

- Muestra #3-1

$$LP_{3-1} = \frac{4.6}{19.9} \times 100 = 23.12\%$$

- Muestra #3-2

$$LP_{3-2} = \frac{1.75}{7.7} \times 100 = 22.73\%$$

- Muestra #3-3

$$LP_{3-2} = \frac{1.30}{5.75} \times 100 = 22.60\%$$

Limite plástico del suelo

$$LP = 23.12\% + 22.73\% + 22.60\%$$

$$LP = 22.82\%$$



3.2.1.3.2. LIMITE LÍQUIDO.

Datos.

Para la realización de esta prueba se contaba con tres muestras tales como #1, #2, #3 de las cuales se desechó la muestra #1, por poseer alto contenido de suelo orgánico.

De la muestra #2 se eligieron 2 sub muestras:

- Muestra # 2 -1
Platillo: 0-1
Vasito: 1-19

Peso platillo de vidrio = 20.38gr

Peso suelo húmedo + platillo = 28.1 gr

Peso suelo seco + platillo = 25.75 gr

Nº de golpes = 6

- Muestra # 2-2
Platillo: 0-9
Vasito: 01-15

Peso platillo de vidrio= 19.65gr

Peso suelo húmedo + platillo= 41.60gr

Peso suelo seco + platillo = 34.71 gr

Nº de golpes= 6

De la muestra #3 se eligieron 3 sub muestras:

- Muestra # 3-1
Platillo: 0-14
Vasito: 2-16



Peso platillo de vidrio= 19.2gr

Peso suelo húmedo + platillo= 25.1 gr

Peso suelo seco + platillo= 22.6gr

Nº de golpes= 8

- Muestra # 3-2

Vasito: 10

Platillo: H

Peso platillo de vidrio = 19.8 gr

Peso suelo húmedo + platillo = 32.37 gr

Peso suelo seco + platillo = 27.58 gr

Nº de golpes = 12

- Muestra #3-3

Platillo: 0-8

Vasito: 7

Peso platillo de vidrio= 24.7gr

Peso suelo húmedo + platillo= 32.35 gr

Peso suelo seco + platillo = 29.29 gr

Nº de golpes= 9

Calculo del límite líquido para los datos anteriores

$$\text{Limite liquido} = (\text{peso del suelo secado al horno}) \times 100\%$$

$$\text{Limite liquido} = \left(\frac{\text{peso suelo humedo} - \text{peso suelo seco}}{\text{peso del suelo secado al horno}} \times 100 \right)$$

- Muestra #2-1

$$W_{agua} = 28.10gr - 25.75gr = 2.35gr$$

$$W_{ss} = 25.75gr - 20.80gr = 4.95gr$$



$$\%W = \frac{2.35gr}{4.95gr} * 100 = \mathbf{47.47\%}$$

- Muestra #2-2

$$W_{agua} = 41.60gr - 34.71gr = 6.89gr \quad W_{ss} = 34.71gr - 19.65gr = 15.06gr$$

$$\%W = \frac{6.89gr}{15.06gr} * 100 = \mathbf{45.75\%}$$

- Muestra #3-1

$$W_{agua} = 25.10gr - 22.65gr = 2.45gr \quad W_{ss} = 22.65gr - 19.20gr = 3.45gr$$

$$\%W = \frac{2.45gr}{3.45gr} * 100 = \mathbf{71.01\%}$$

- Muestra #3-2

$$W_{agua} = 32.37gr - 27.58gr = 4.79gr \quad W_{ss} = 27.58gr - 19.80gr = 7.78gr$$

$$\%W = \frac{4.79gr}{7.78gr} * 100 = \mathbf{61.57\%}$$

- Muestra #3-3

$$W_{agua} = 32.35gr - 29.29gr = 3.06gr \quad W_{ss} = 29.29gr - 24.70gr = 4.59gr$$

$$\%W = \frac{3.06gr}{4.59gr} * 100 = \mathbf{66.67\%}$$



Aplicación de regresión lineal para encontrar el límite líquido del suelo

Nº GOLPES (Xi)	CONTENIDO DE HUMEDAD % (Yi)	(Xi)(Yi)	(Xi) ²
8	71.01	568.08	64
9	66.67	600.03	81
12	61.57	738.84	144
Σ= 29	199.25	1906.95	289

Tabla 3.3. Datos para calcular regresión lineal. Fuente. Elaboración propia.

$$\sum Y_i = na + b \sum X_i \quad 1$$

$$\sum X_i Y_i = a \sum X_i + b \sum (X_i)^2 \quad 2$$

Dónde:

ΣYi: Sumatoria de todos los valores de Y

n: número de mediciones

a: valor a determinar, intercepto en la ecuación punto pendiente de la línea recta

b: valor a determinar, pendiente en la ecuación punto pendiente de la línea recta

ΣXi: Sumatoria de todos los valores de X

$$199.25 = 3a + b(29)$$

$$199.25 = 3a + 29b \quad 1$$

$$1906.95 = a(29) + b(289)$$

$$1906.25 = 29a + 289b \quad 2$$

Despejando b de 1

$$b = \frac{199.25 - 3a}{29}$$



Sustituyendo b en 2

$$1906.25 = 29a + 289 \left(\frac{199.25 - 3a}{29} \right)$$

$$1906.25 = 29a + 1985.63 - 29.9a$$

$$29.99a - 29a = 1985.63 - 1906.95$$

$$0.99a = 78.68$$

$$a = 79.47$$

Sustituyendo el valor de a para encontrar b

$$b = \frac{199.25 - 3(79.47)}{29}$$

$$b = -1.35$$

Con los valores de a y b obtenidos se forma la siguiente ecuación:

$$Y = 79.47 - 1.35X$$

Evaluando 25 golpes en la ecuación anterior, se tiene:

$$Y = 79.47 - 1.35(25)$$

$$Y = 45.72\%$$

Con la ecuación anterior se forma la tabla 3.4. para dibujar la gráfica 3.2.

X N° de golpes)	Y (% de humedad)
5	72.72
10	65.97
15	59.22
20	52.47
25	45.72

Tabla 3.4. Datos para trazar la curva de flujo. Fuente. Elaboración propia.

Cálculo del índice de plasticidad del suelo

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 45.72\% - 22.82\%$$

$$IP = 22.90$$



LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG SEGÚN ASTM D-4318

Ubicación: Municipio de Turín, Departamento de Ahuachapán.

Muestra: N°1 Material: Suelo

Profundidad (cm): 35-100 Fecha: 16, 17 y 20/09/2010 Hoja: 1

ENSAYO	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO			RESULTADOS	
							L.L (%)	45.72
PLATILLO N°	2 \ 16	10	7				L.P (%)	22.82
N° Golpes	8	12	9				IP	22.9
P.S.H. + P(g)	25.1	32.37	32.35	43.5	30.2	31.35	CLASIFICACION	
P.S.S. + P(g)	22.65	27.58	29.29	38.9	28.45	30.05	SUCS	
P. Platillo (g)	19.2	19.8	24.7	19.00	20.75	24.3	Adoptado de	
P. del Agua (g)	2.45	4.79	3.06	4.6	1.75	1.3	ASTM D 2487	
P. del Suelo (g)	3.45	7.78	4.59	19.9	7.7	5.75		
HUMEDAD (%)	71.01	61.57	66.67	23.12	22.73	22.6		

Tabla 3.5. Datos sobre el suelo en estudio y valores de los límites plástico y líquido e índice de plasticidad. Fuente. Elaboración propia.

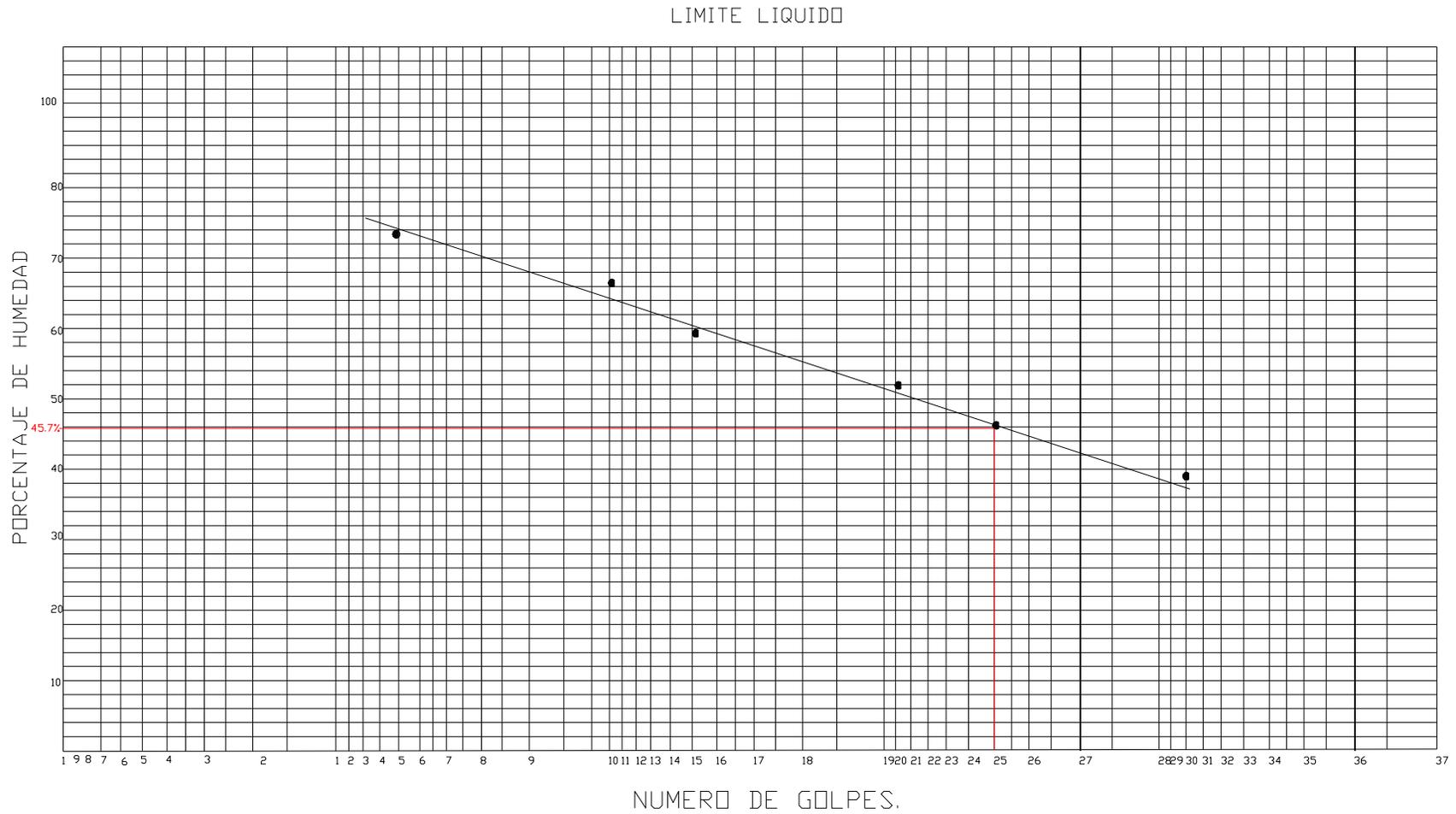


Grafico 3.2. Curva de flujo del suelo en estudio. Fuente. Elaboración propia.



Según los resultados anteriores y la granulometría del suelo se hace uso de la carta de plasticidad y criterios de clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Ver figura 3.6.

DIVISION PRINCIPAL		SIMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIO DE CLASIFICACION			
SUELOS DE GRANOS GRUESOS 50% o más es retenido en el tamiz No. 200	GRAVAS 50% o más de la fracción gruesa es retenido en el tamiz No. 4	GW	Gravas bien gradadas y mezclas de arena y grava con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Mayor que 4 $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3 Si los criterios para GW no se cumplen			
		GP	Gravas y mezclas de gravas y arenas mal gradadas con pocos finos o sin finos				
		GM	Gravas limosas, mezclas de grava - arena y limo				
		GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava - arena y arcilla				
	ARENAS Mas del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz #4	GRAVAS CON FINOS	SW	Arenas y arenas gravosas bien gradadas con pocos finos o sin finos	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Superior a 6 $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ Entre 1 y 3 Si no se cumplen los criterios para SW		
			SP	Arenas y arenas gravosas mal gradadas con pocos finos o sin finos			
		ARENAS LIMPIAS	SM	Arenas limosas, mezclas de arena limo		Límites de Atterberg localizados bajo la línea "A" o índice de plasticidad inferior a 4. Para los límites de Atterberg localizados en el área sombreada se debe clasificar utilizando símbolos dobles.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla			
			ARENAS CON FINOS	SM			Arenas limosas, mezclas de arena limo
				SC			Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla
SUELOS DE GRANOS FINOS 50% o más pasa por el tamiz No. 200	LIMOS Y ARCILLAS Limite liquido 50% o inferior	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas	GRAFICO DE PLASTICIDAD Para la clasificación de los suelos finos y de la fracción fina de los suelos granulares Los límites de Atterberg situados en el área sombreada corresponden a la clasificación de frontera y requieren símbolos dobles. Ecuación de la línea A: $IP = 0.73 ILL - 20$			
		CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, suelos sin mucha arcilla				
		OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad				
	LIMOS Y ARCILLAS Limite liquido superior a 50%	MH	Limos inorgánicos, arenas finas o limos micáceos o de diatomeas limos elásticos				
		CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas				
		OH	OH		Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media		
			OH		Arcillas orgánicas de plasticidad alta o media		
Suelos altamente orgánicos	PT	Turba, estiércol y otros suelos altamente orgánicos	Para la identificación visual y manual, véase ASTM norma D 2488				

Figura 3.6. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

(Adaptado de ASTM D 2487, "Clasificación de suelos para fines de ingeniería"). Fuente: Guion de clase Ing. Joel Paniagua.

Debido a que según la granulometría y haciendo uso del SUCS se contaba con una clasificación preliminar del suelo correspondiente a Arena (S) con finos,



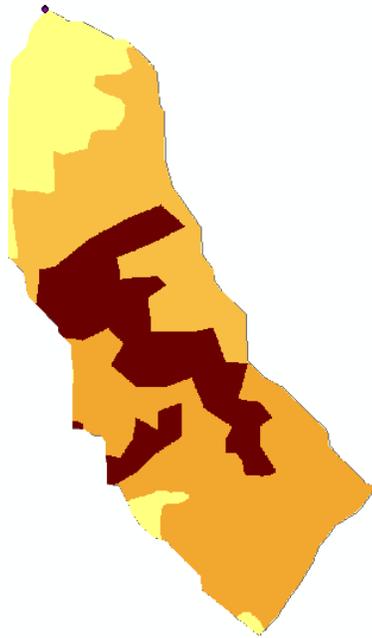
pero cabe la posibilidad que sea SM, Arenas limosas, mezclas de arena y limo; ó SC, Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla. Por lo tanto utilizando la carta de plasticidad con un índice plástico de 22.90 y un limite liquido de 45.72% se ingresa a la grafica (carta de plasticidad ver figura 3.6) y el punto se encuentra localizado en la zona correspondiente a CL (Arcillas inorgánicas de baja a mediana plasticidad, arcillas con grava, arena o limo, arcillas dobles) con lo que se ha clasificado la fracción fina del suelo.

Por lo anterior se concluye según SUCS que el suelo es: **SC, Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.**

3.2.2. COBERTURA Y USO DE SUELO.

En el departamento de Ahuachapán figuran Bosque seco tropical, Bosque húmedo subtropical, transición a sub-húmedo. En dicho departamento, al cual pertenece el Municipio de Turín, el suelo por lo general es de una fertilidad media y es ocupado para diferentes cultivos (hortalizas, café, maíz, sorgo, caña de azúcar, entre otros), además de pastos y frutales nativos. En el municipio de Turín la vegetación está integrada: por Vegetación abierta arbustiva predominantemente decidua (pierde las hojas) en época seca (matorral y arbustal), zonas de cultivos o mezclas de sistemas productivos y Vegetación cerrada principalmente riparia (Vegetación típica de las riberas de ríos y arroyos).

Según observación e investigación de campo y tomando en cuenta el mapa de cobertura y uso de suelo realizado por la Unión Alemana para el país; la cobertura predominante en la cuenca hidrológica es la que se muestra en el mapa de la figura 3.7. (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle).



VEGETACION Y USO DEL SUELO	
SIMBOLOGIA	
	Tejido Urbano y café
	Granos basicos y caña de azucar
	Terrenos agricolas

Figura 3.7: Mapa de vegetación y uso del suelo de la micro cuenca en estudio. Fuente. Elaboración propia.

3.3. CLIMATOLOGIA.

3.3.1. TEMPERATURA EN EL AREA DE INTERES.

Por medio de los monitoreos constantes que realiza el Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), se pueden conocer datos de temperatura, para una determinada región. Las temperaturas máximas anuales en el Municipio de Turín oscilan entre 27 y 30°C, mientras que las temperaturas mínimas anuales oscilan entren 18 y 19 °C. Ver mapas en figuras 3.8 y 3.9.

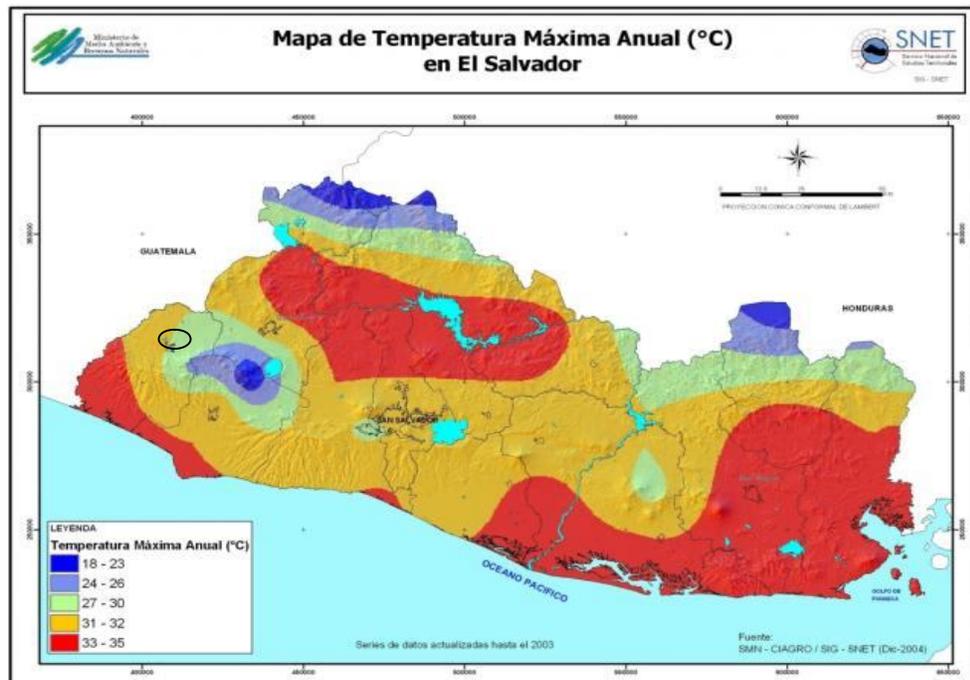


Figura 3.8: Mapa de temperaturas máximas anuales de El Salvador, Turín se ubica por la zona verde claro en el municipio de Ahuachapán. Ver el círculo. Fuente: SNET.

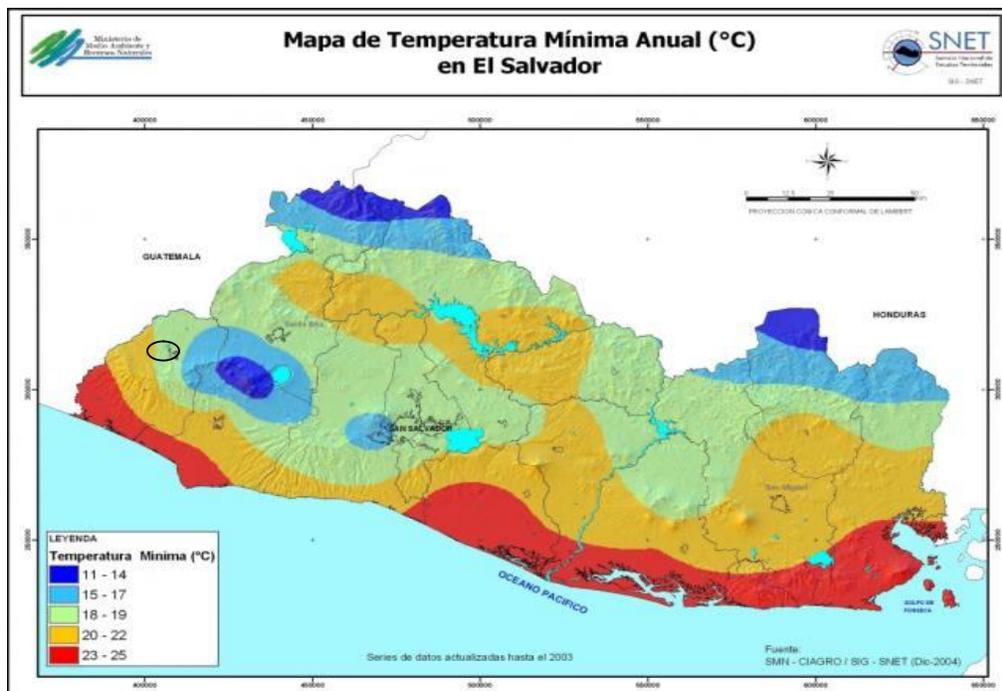


Figura 3.9: Mapa de temperaturas mínimas anuales de El Salvador, Turín se ubica por la zona verde claro en el municipio de Ahuachapán. Ver el círculo. Fuente: SNET.



En la estación correspondiente a la ciudad de Ahuachapán se registraron los datos de temperatura, mostrados en las tablas 3.6 y 3.7 que influyen en el clima del área de interés y que son necesarios para determinar la evapotranspiración potencial.

ESTACION: AHUACHAPAN							LATITUD: 13° 57'N						
INDIC H-8							LONGITUD: 89° 52'O						
DEPARTAMENTO AHUACHAPAN							ELEVACION: 725 m.s.n.d.m.						
ELEMENTO: TEMPERATURA MAXIMA PROMEDIO (°C)													
Año/Me	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1989	29.8	29.6	31.6	32.6	31.2	29.5	29.6	29.2	28.7	28.9	29.5	28.5	29.9
1990	29.9	30.6	32.2	33.0	30.9	30.4	39.8	30.1	29.6	29.5	28.4	29.2	31.1
1991	30.5	31.1	33.3	33.4	31.6	30.2	30.4	30.2	30.0	29.3	28.6	28.3	30.6
1992	30.1	31.7	33.3	34.1	33.4	30.8	28.7	29.6	28.8	29.6	29.5	29.1	30.7
1993	30.1	31.6	32.5	32.5	32.0	29.3	30.3	29.4	28.7	29.1	29.0	29.3	30.3
1994	29.9	31.1	33.0	33.7	31.4	29.9	30.7	29.9	30.7	29.8	29.4	29.5	30.8
1995	30.2	31.7	34.0	33.5	32.4	30.4	29.9	29.2	28.7	29.1	29.7	29.6	30.7
1996	29.5	31.1	32.5	32.9	29.9	30.3	29.2	29.7	29.6	29.4	28.7	29.5	30.2
1997	30.1	31.3	33.2	33.8	32.9	30.0	30.7	30.8	29.2	29.5	29.9	29.7	30.9
1998	31.2	32.5	33.3	34.6	34.1	31.6	29.8	29.4	30.2	29.5	28.3	29.0	31.1
1999	29.1	31.1	33.6	33.5	32.5	29.4	29.0	29.6	27.9	28.5	28.5	28.9	30.1
2000	28.4	30.5	32.7	33.3	30.1	29.5	30.5	29.9	29.3	29.1	30.4	29.7	30.3
2001	29.6	31.7	32.7	33.6	31.9	30.2	30.3	30.6	29.3	29.5	29.1	30.2	30.7
2002	30.9	31.6	32.9	34.3	32.6	30.2	30.8	30.8	28.8	29.8	28.9	29.9	31.0
2003	29.4	32.1	32.7	33.5	31.8	29.7	30.8	31.3	30.7	30.4	31.8	31.3	31.3
2004	31.9	33.1	34.8	34.4	32.9	30.6	30.7	31.8	30.7	30.6	31.1	31.2	32.0
2005	31.4	33.3	33.1	34.3	31.4	29.9	30.0	30.5	30.4	28.6	30.7	32.0	31.3
2006	31.9	32.6	34.4	33.6	31.2	30.0	30.5	31.5	30.8	31.0	30.1	30.9	31.5
2007	32.1	32.7	34.2	33.5	32.2	30.9	30.8	29.7	29.6	28.4	30.3	31.3	31.3
2008	30.7	31.9	32.4	33.2	31.9	30.1	29.5	30.2	29.7	28.9	29.8	29.2	30.6
2009	31.4	31.7	32.6	33.7	31.9	30.7	31.2	31.3	31.3	31.4	30.3	31.1	31.6

Tabla 3.6. Temperaturas máximas mensuales y anuales promedio. Fuente. SNET.



ESTACION: AHUACHAPAN							LATITUD: 13° 57'N						
INDICE H-8							LONGITUD: 89° 52'O						
DEPARTAMI AHUACHAPAN							ELEVACION : 725 m.s.n.d.m.						
ELEMENTO: TEMPERATURA MINIMA PROMEDIO (°C)													
Año/Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	WUAL
1989	17.9	17.1	16.5	19.2	20.0	19.6	19.8	19.2	19.8	19.0	19.6	16.6	18.7
1990	18.1	17.6	18.8	20.1	20.3	20.1	19.5	19.8	19.6	19.5	19.2	18.0	19.2
1991	17.9	17.7	18.6	20.4	20.1	20.2	20.2	19.9	19.3	19.1	18.6	19.9	19.3
1992	17.6	17.3	19.1	20.6	20.4	20.2	19.3	19.4	19.3	19.8	19.1	17.8	19.2
1993	17.3	17.8	17.8	19.8	20.1	20.1	20.0	19.6	19.4	19.9	18.8	17.8	19.0
1994	17.6	17.8	18.5	20.2	20.6	20.0	20.1	19.4	19.1	18.9	18.8	18.1	19.1
1995	17.2	17.5	17.5	20.1	19.7	19.6	20.0	19.2	18.5	18.6	18.0	18.1	18.7
1996	14.7	15.4	15.4	17.7	18.2	17.5	17.3	17.8	20.1	19.5	18.4	17.5	17.5
1997	17.3	18.2	19.0	20.0	20.7	19.4	20.3	19.8	20.0	19.4	19.6	17.1	19.2
1998	17.9	17.0	18.4	19.9	20.5	21.0	20.0	19.7	19.6	19.3	18.7	17.3	19.1
1999	17.2	17.1	18.6	19.8	19.9	19.5	19.4	19.2	19.7	19.1	17.7	16.6	18.7
2000	15.4	14.8	17.9	18.8	19.6	19.5	19.7	19.7	19.5	18.8	18.9	17.8	18.4
2001	16.2	18.3	17.8	19.8	20.5	19.6	19.4	20.1	19.5	20.1	18.1	18.0	19.0
2002	17.4	18.1	18.4	19.6	21.1	20.1	20.3	19.9	19.7	19.7	18.6	18.4	19.3
2003	17.4	18.4	19.5	19.1	20.6	20.2	19.8	19.5	19.4	19.5	18.6	16.3	19.0
2004	16.5	17.1	18.9	18.4	19.2	18.4	17.9	18.5	18.1	18.1	16.6	15.7	17.8
2005	14.4	15.0	17.5	17.9	20.0	20.6	20.1	20.0	20.0	19.5	18.1	17.4	18.4
2006	18.0	17.5	17.8	19.0	19.5	18.9	20.0	20.3	19.8	20.2	18.1	18.5	19.0
2007	18.2	17.5	19.3	19.6	20.4	19.9	19.6	19.5	19.2	18.7	17.9	16.3	18.8
2008	17.0	18.4	18.8	19.9	20.6	18.8	19.5	19.8	20.3	19.6	17.2	17.3	18.9
2009	17.2	17.6	17.5	19.3	19.9	20.2	20.3	19.9	20.0	19.8	18.3	17.8	19.0

Tabla 3.7. Temperaturas mínimas mensuales y anuales promedio. Fuente. SNET.

En los cuadros anteriores se puede apreciar que la temperatura máxima anual en la cual varia la zona de interés tiene como promedio 31°C lo que ocasiona que se genere un clima cálido, en la mayor parte del año, trayendo como consecuencia la perdida de aporte a la escorrentía superficial en dicha zona.

Específicamente la tabla 3.7, muestra los datos de temperatura mínima mensual y anual registrados por SNET para la estación Ahuachapán, teniendo como temperatura mínima promedio anual 19°C lo que indica que la zona de



interés se encuentra en el rango de temperaturas promedio generadas en el resto del país y que es una zona cálida debido a que no está en los límites extremos de temperatura comparado con zonas como San Miguel o Los Naranjos.

3.3.2. DATOS DE PRECIPITACIONES EN LA ZONA DE ESTUDIO.

Las diferentes estaciones pluviométricas (Lugar destinado a la obtención de datos de precipitación) ubicadas en El Salvador, tienen registro de las precipitaciones de nuestro país, es por ello que a partir de los datos obtenidos, se han podido establecer valores de precipitaciones promedios en ciertos periodos de tiempo.

En el cuadro 3.8 se muestran las precipitaciones máximas mensuales para las estaciones cercanas a la cuenca hidrológica en estudio. Dichas estaciones son las correspondientes a las ciudades de Ahuachapán (H-8), Ataco (H-13) y Atiquizaya (H-20).

ESTACION	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTIEN	OCTUB	NOVIE	DICIEM
H8	1.4	1.8	11.7	31.5	127.1	312.1	287.4	301.1	340.1	143.7	30.3	3.9
H13	4.0	3.0	24.0	37.0	234.0	435.0	356.0	371.0	491.0	225.0	58.0	13.0
H20	4.0	0.0	14.0	45.0	171.0	345.0	236.0	302.0	254.0	119.0	27.0	6.0

Tabla 3.8. Precipitaciones máximas mensuales para las tres estaciones cercanas a la micro cuenca. Fuente. SNET.

Con el fin de realizar el diseño para las condiciones más críticas, se determinaron las precipitaciones mensuales máximas correspondientes a la zona de interés para el mes de septiembre, dado que se compararon los datos de precipitación de dicho mes con los meses restantes del año y se determinó que los registros del mes de septiembre son los más altos del año.



En la figura 3.10 (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con sus correspondiente detalle) se visualiza el mapa de precipitación de la zona de estudio delimitado por las tres estaciones antes mencionadas, que se encuentran cercanas a la cuenca hidrológica y realizado por medio del software Arc GIS a través de la interpolación de la media ponderada por el inverso de la distancia, por sus siglas en inglés (IDW).

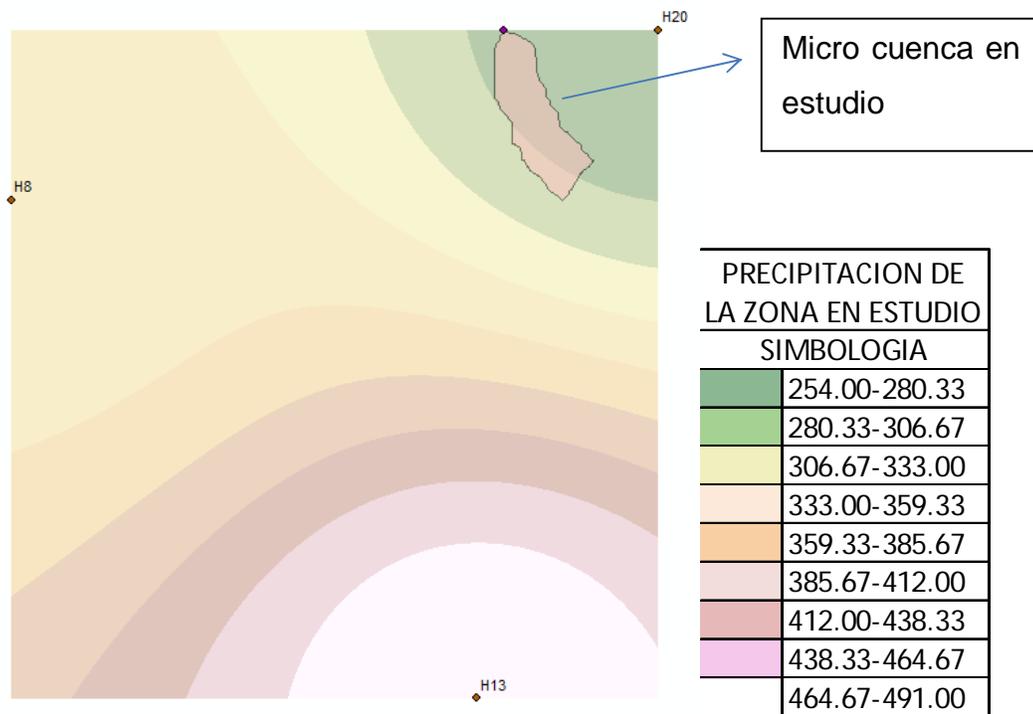


Figura 3.10: Mapa de registro de lluvias para las tres estaciones cercanas a la micro cuenca.

Fuente: SNET

3.3.3. EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL

Retomando el concepto del Ciclo Hidrológico, se puede decir que una parte del agua precipitada en la zona de estudio se evapora como consecuencia de las temperaturas registradas para esa zona. Lo que conlleva a la determinación de la evapotranspiración real con el fin de conocer la cantidad de agua que ha sido



evaporada a través de la radiación solar, auxiliándose de la fórmula de Hargreaves y de las tablas de temperatura registradas por el SNET para las tres estaciones cercanas a la cuenca.

El procedimiento de cálculo de la Evapotranspiración Real y su correspondiente resultado para la cuenca, será mostrado en el apartado 3.4.3.3 de éste documento.

3.3.4. INTENSIDADES MAXIMAS EN EL SITIO DE INTERES

Para determinar el caudal es necesario conocer la intensidad de diseño que se calcula con base a registros de intensidades correspondientes a estaciones cercanas a la cuenca, dichos registros elaborados por el SNET proporcionan Intensidades máximas absolutas para diferentes tiempos de registro.



registrada en dicha estación es de 4.68 mm/min la cual se da para un periodo de 5 minutos, lo que indica que en ese tiempo hubo una alta concentración de precipitación, logrando mayor escorrentía superficial. Es por esto que las obras hidráulicas son diseñadas para intensidades y no para precipitaciones, permitiendo así tener un factor de seguridad para garantizar la funcionabilidad de dichas obras con el paso de los años.

3.3.5. MEDICION DE CAUDAL A TRAVES DE LA HUELLA DE CRECIDA MAXIMA

Con el fin de poder obtener un dato de campo que corresponda al caudal que pasa por el punto de interés en la zona sur de la quebrada, esto con el objetivo de poseer una comparación con el caudal que será encontrado a través del software Arc GIS.

Se realizó una serie de mediciones en las cuales se determinó la huella de crecida máxima de la quebrada en el punto sur de interés, dicho de otra manera en la estación 0+121, las mediciones dieron como resultado la siguiente sección transversal: ver figura 3.11



SECCION ESTADO ACTUAL EN EL PUNTO A
DISEÑAR OBRA HIDRAULICA
Estacion 0+119.63

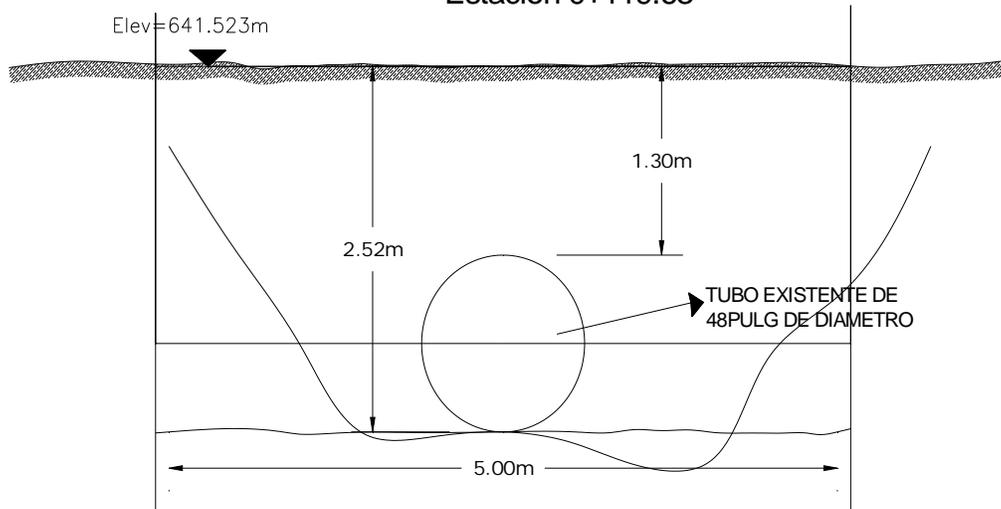


Figura 3.11. Sección actual de la estación 0+119.63, para la cual se diseñó bóveda cajón.
Fuente. Elaboración propia.

De la sección antes mostrada y con la ayuda del software AutoCad se puede encontrar el área y el perímetro mojado de la huella de crecida máxima, dichos datos son los siguientes:

$$A = 4.9874 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{mojado}} = 6.3936 \text{ m}$$

La fórmula de Manning será utilizada para encontrar el caudal, dicha fórmula es la siguiente:

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

En donde:

Q= caudal en metros cúbicos sobre segundos

A= área en metros cuadrados

Rh= radio hidráulico, que es igual a $\frac{A}{P_{\text{mojado}}}$



S= pendiente

n= coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning depende del material del cual se encuentre hecho la tubería o la obra hidráulica. Refiriéndose a la quebrada en estudio, la sección mostrada en la figura 3.11, posee en el fondo de la misma, matorrales, piedras, algunos bancos de arena y muchas partes limpias de cualquier obstáculo que impida el libre paso del agua.

Por lo tanto según la tabla 3.10 el valor de "n" para la sección crítica en donde se desea encontrar el caudal es de n=0.045.

Tipo de canal y Descripción	Minimo	Normal	Maximo
CORRIENTES NATURALES			
a) Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, maximo nivel, sin monticulos ni pozos profundos.	0.025	0.03	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas.	0.03	0.035	0.04
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena.	0.033	0.04	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras.	0.035	0.045	0.05
5. Igual anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0.04	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras.	0.045	0.05	0.06
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos.	0.05	0.07	0.08
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.1	0.15
b) Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos.			
1: Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas.	0.03	0.04	0.05
2: Cantos rodados con rocas grandes	0.04	0.05	0.07

Tabla 3.10. Diferentes valores de n, coeficiente de rugosidad. Fuente. Hidráulica de Canales Abiertos. Vente Chow.

Sustituyendo en la formula:

$$Q = \frac{4.9874 * \left[\frac{4.9874}{6.3936} \right]^{\frac{2}{3}} * \sqrt{0.0612}}{0.045}$$



$$Q = 23.23 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El caudal máximo que ha pasado en el punto crítico de la quebrada es de 23.23 m³/seg.

3.4. CATEGORIZACION DE IMPACTO AMBIENTAL

Se define como Categorización al proceso técnico por medio del cual el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales, determina si una actividad, obra o proyecto, requiere o no de la elaboración de un Estudio de Impacto Ambiental, en función de la naturaleza de la actividad, su envergadura y a la naturaleza del impacto potencial a generar.²⁷

La categorización de actividades, obras o proyectos se fundamenta en los criterios siguientes:

- Envergadura, criterio asociado al tamaño, extensión, superficie, volumen o magnitud de una actividad, obra o proyecto, según corresponda.
- Naturaleza del impacto potencial, referido a la sensibilidad del sitio o al estado de conservación de los factores ambientales: agua, suelo, aire, flora y fauna, del medio donde se pretende ejecutar una determinada actividad, obra o proyecto; es decir, es la capacidad del medio para asimilar o neutralizar los impactos potenciales a ser generados por las acciones humanas y del mayor o menor tiempo que este requiere para su recuperación sin intervención exógena.
- Naturaleza de la actividad, obra o proyecto, criterio que esta

²⁷ Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Categorización de actividades, obras o proyectos. Año 2007 y 2008.

relacionado al tipo de proceso a realizar y al riesgo potencial asociado a la misma.

A. Estructura de la Categorización

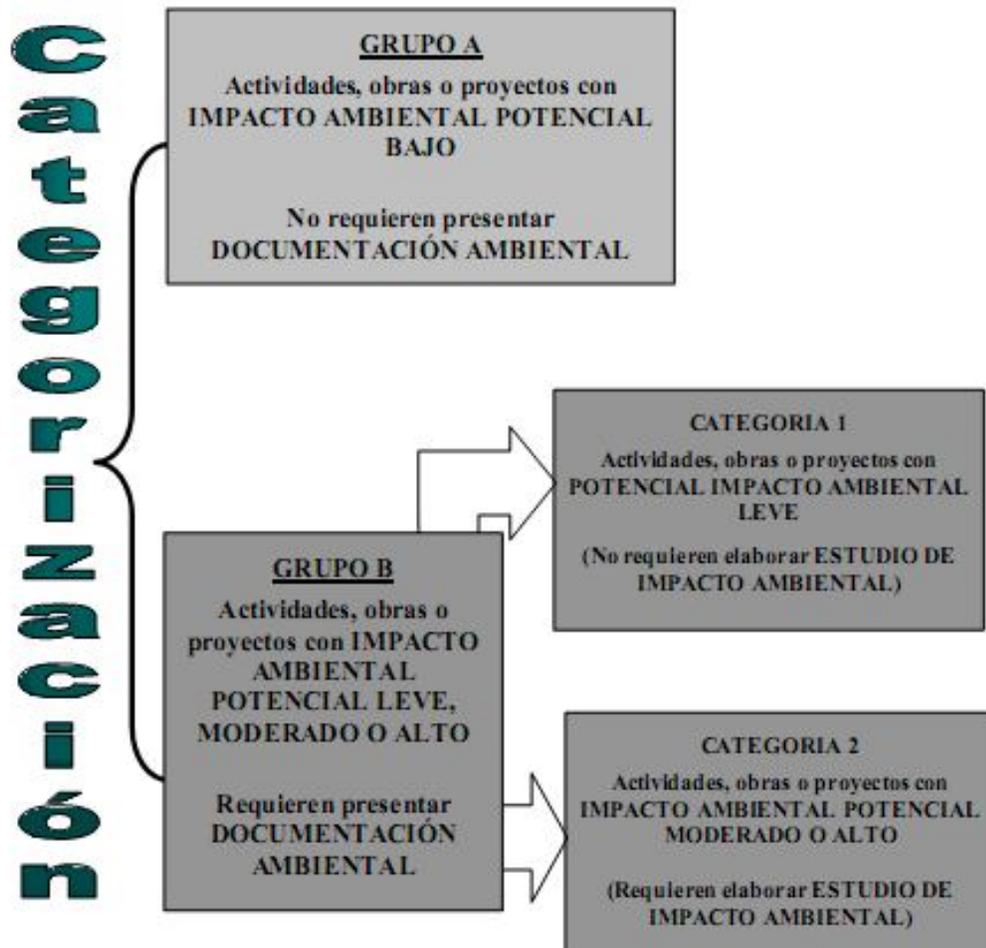


Figura 3.12. Esquematización de la estructura de la categorización. Fuente. Categorización de actividades, obras o proyectos. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).



Según el documento de categorización ambiental proporcionado por el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales se tiene la siguiente clasificación:

GRUPO A: ACTIVIDADES, OBRAS O PROYECTOS CON IMPACTO AMBIENTAL POTENCIAL BAJO, QUE NO REQUIEREN LA PRESENTACIÓN DE DOCUMENTACIÓN AMBIENTAL.

En este Grupo se establecen aquellas actividades, obras o proyectos cuyos impactos ambientales potenciales a ser generados en los componentes del medio receptor (suelo, aire y agua) y a la salud de la población o bienestar humano, se prevé serán **bajos**, es decir, aquellos cuyos impactos potenciales en el medio, sean simples e inmediatos, por tanto "No Requieren presentar documentación Ambiental".

Los impactos ambientales potenciales bajos a que se refiere este grupo, se fundamentan en los siguientes criterios:



Criterios para categorizar el Grupo A		
Criterio de categorización	Clase	Descripción
Relación causa-efecto	Primarios	Ocurren al mismo tiempo y en el mismo lugar en que se implementa la acción y suelen ser obvios y cuantificables
Momento en que se manifiestan	Inmediatos	En el plazo transcurrido entre el inicio de la acción y la manifestación del impacto es prácticamente nulo
Interrelación de acciones y/o alteraciones	Simples	Se manifiestan sobre un solo componente ambiental y no inducen nuevas alteraciones ni acumulativas ni sinérgicas
Extensión	Puntuales	Alteraciones muy localizadas
Persistencia	Temporal	Produce una alteración no permanente en el tiempo y con un plazo de manifestación determinado
Capacidad de recuperación del ambiente	Reversible a corto plazo	Permite una recuperación inmediata tras el cese de la actividad o pueden ser asimilados por el medio a corto plazo

Cuadro 3.11. Criterios para categorizar el grupo A. Fuente. Categorización de actividades, obras o proyectos. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).



3.1.2 EVALUACION AMBIENTAL DEL ÁREA DE INTERÉS

Según lo estipulado en los criterios de categorización del MARN se evaluó la zona en estudio clasificando el proyecto dentro del grupo A, literal 4, según el siguiente cuadro:

Grupo A: Actividades obras o proyectos viales	
1.	Proyectos viales de mantenimiento rutinario y periódico, con disposición final del material de desalojo en sitios autorizados
2.	Construcción de islas para parada de buses
3.	Construcción de retornos
4.	Obras de mitigación de taludes para proyectos lineales, que incluya obras de manejo de aguas de escorrentía superficial y revegetación.

Cuadro 3.12. Actividades, obras o proyectos dentro del grupo A. Fuente. Categorización de actividades, obras o proyectos. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Además la clasificación del proyecto se puede complementar con el siguiente cuadro correspondiente al grupo A, literal 5:



Grupo A: Actividades obras o proyectos viales	
5.	Obras de conformación y estabilización de taludes, que incluyan obras de manejo de aguas de escorrentía superficial y revegetación, siempre que no afecten o modifiquen los cursos naturales de los drenajes o cuerpos de agua.
6.	Actividades de limpieza y dragado en cauces (naturales y construidos) de zonas urbanas, con disposición final del material de desalojo en sitios autorizados
7.	Limpieza y rehabilitación de drenajes (naturales y construidos) menores
8.	Mejoramiento de caminos rurales en superficies de rodaje, que no incluyan apertura, ampliación ni modificación en el trazo

Cuadro 3.13. Actividades, obras o proyectos dentro del grupo A. Fuente. Categorización de actividades, obras o proyectos. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Según los cuadros anteriores y revisando los literales 4 y 5 de los cuadros 3.12 y 3.13 respectivamente ***se puede estipular que para las obras de mitigación a realizar en el sitio de interés no es preciso presentar documentación ambiental lo que conlleva no realizar un estudio de impacto ambiental.***



3.5. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

3.5.1. OBTENCIÓN DEL ÁREA DE INFLUENCIA EXISTENTE A TRAVÉS DEL SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

Arc GIS a través de la generación y superposición de mapas permite calcular el parteaguas de la cuenca de una forma mas sencilla y exacta, esto se logra mediante la digitalización de las curvas de nivel del sitio de interés y su posterior importación hacia el software, tomando en cuenta la escala del dibujo y las coordenadas que poseen las curvas importadas.

Una vez se posean las curvas en formato vectorial, se procede a crear los Modelos de Elevación Digital (DEM por sus siglas en ingles) con la ayuda del menú Arc Toolbox y la herramienta Hydrology, estos modelos direccionan y acumulan la escorrentía superficial de acuerdo al relieve del terreno.

Por medio de los DEM recién creados, se puede obtener la red de drenaje y posteriormente el orden de los ríos que se generaron a través del direccionamiento y la acumulación del flujo.

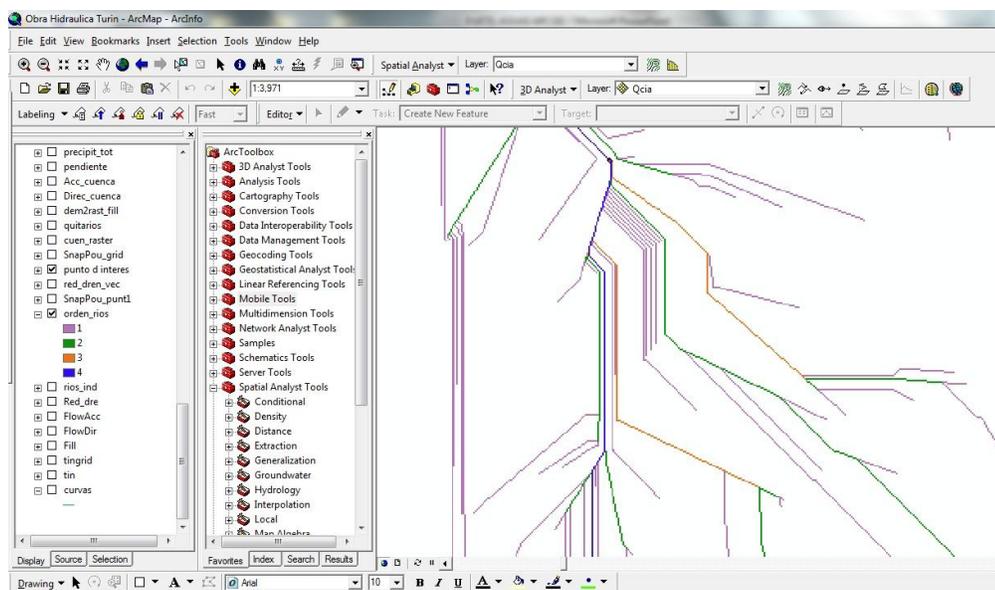


Figura 3.13. Orden de los ríos de la cuenca en estudio. Fuente: Elaboración propia.

Para la cuenca de interés se determinó un orden de **cuatro ríos**, según el método de orden de secuencia de Strahler que se utiliza para determinar el tamaño de una corriente, basándose en la jerarquía de los afluentes. Esto se puede apreciar en la Figura 3.13, en donde cada orden de río está identificado con diferente color, siendo el número cuatro el de mayor jerarquía.

Al poseer todos los mapas anteriormente creados se puede proceder a trazar el parteaguas, pero primero se debe de establecer el punto de interés, el cual será el punto en donde se encontrará el máximo caudal acumulado. Con el punto dibujado y en formato raster; se procede al calculo del parteaguas, esto se realiza por medio de la opción Watershed de la herramienta Hydrology, ubicada en el menú Arc Toolbox. En la figura 3.14 (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle) se puede apreciar el parteaguas generado automáticamente por Arc GIS.

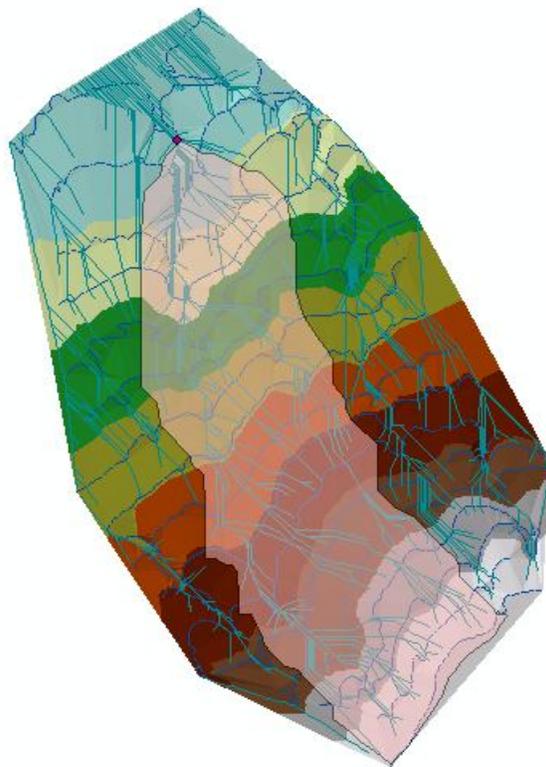


Figura 3.14. Parteaguas generado a partir del punto de interés y del relieve del terreno. Fuente: Elaboración propia



3.5.2. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA MEDIANTE ARC GIS

Para poder determinar las características físicas de la cuenca, es necesario convertir el parteaguas (el cual es generado en formato RASTER) a formato vectorial. Esto se realiza a través del menú 3D Analyst, opción Convert y se selecciona la opción RASTER to Features.

3.5.2.1. ÁREA Y PERÍMETRO DE LA CUENCA

Para encontrar los valores de área y perímetro, se utiliza la herramienta Calculate Geometry, la cual se encuentra en la tabla de atributos de la cuenca en formato vectorial.

Para la quebrada en el municipio de Turín que compete a este estudio hidrológico, el área y perímetro calculados son los siguientes:

FID	Shape	ID	GRIDCODE	perimetro	area
0	Polygon	1	1	7835.9902	2520230

Perímetro: 7835.99 metros

Área: 2.5 km²

3.5.2.2. LONGITUD DEL CAUCE MÁS LARGO

Medido a través del botón Measure, ubicado en la barra de acceso directo Tools.

Lc = 3,200.9 metros



3.5.2.3. RANGO DE ELEVACIONES DE LA CUENCA

El rango de elevaciones se puede observar en el mapa TIN generado a partir de las curvas de nivel. El rango varía desde los 720 hasta los 560 metros.

3.5.2.4. PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

La variación de pendiente en la cuenca ronda el treinta y cinco por ciento, ya que la pendiente menor es cero por ciento y la mayor es de treinta y cinco por ciento.

Por lo tanto, a través de la superposición de mapas, la pendiente media para la cuenca en estudio es de 6.12%

3.5.2.5. PERIODO DE RETORNO

Tomando en cuenta la variabilidad de los sucesos climáticos que han ocurrido en los últimos años, y debido a los cambios programados por parte de las autoridades competentes a los periodos de diseño para obras hidráulicas, el periodo de retorno a utilizar en el estudio hidrológico de la quebrada ubicada entre el cantón El Jobo y Los Escalantes en el municipio de Turin es de 100 años.

3.5.2.6. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$T_c = \frac{\sqrt{A} + 1.5Lc}{0.8\sqrt{\Delta H}}$$



Donde:

T_c = tiempo de concentración en horas

A = Área de la cuenca en km^2

L_c = Longitud del cauce más largo en km.

ΔH = Diferencia de elevación máxima y mínima entre dos (m)

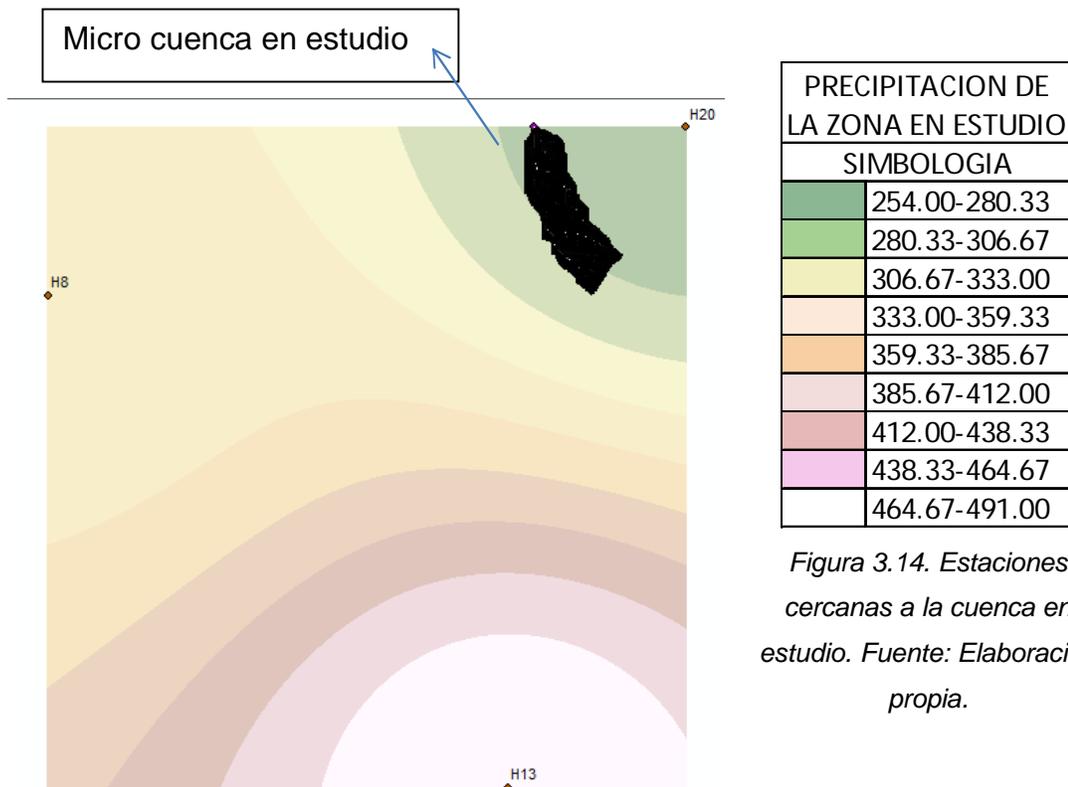
$$T_c = \frac{\sqrt{2.52} + 1.5 (3.2)}{0.8 \sqrt{80}}$$

$$T_c = 0.8929 \text{ horas} \cong 53.6 \text{ min}$$

3.5.3. DETERMINACIÓN DE CAUDAL MÁXIMO POR MEDIO DEL SOFTWARE ARC GIS

3.5.3.1. PRECIPITACIONES PROMEDIO MENSUALES

Al insertar las estaciones pluviométricas en Arc GIS se puede observar las estaciones que tienen influencia sobre la cuenca en estudio; como se puede ver en la figura 3.15 (Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle) las estaciones más cercanas son: H-8 correspondiente a la estación de Ahuachapán, H-13 estación de Ataco y H-20 correspondiente a Atiquizaya.



Las precipitaciones máximas mensuales de dichas estaciones se pueden apreciar en el siguiente cuadro:

ESTACION	ENERO	FEBRER	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTIEN	OCTUB	NOVIE	DICIEM
H8	1.4	1.8	11.7	31.5	127.1	312.1	287.4	301.1	340.1	143.7	30.3	3.9
H13	4.0	3.0	24.0	37.0	234.0	435.0	356.0	371.0	491.0	225.0	58.0	13.0
H20	4.0	0.0	14.0	45.0	171.0	345.0	236.0	302.0	254.0	119.0	27.0	6.0

Cuadro 3.14. Precipitaciones máximas mensuales. Fuente: SNET

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, el mes con mayor precipitación del año es septiembre, por lo tanto el estudio hidrológico con base en el Balance Hídrico Climático se efectuará para septiembre, con el fin de obtener el caudal máximo instantáneo que pasa por el punto de interés.



3.5.3.2. CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL

Como se explicó en el apartado anterior, solo se realizará el estudio para el mes con mayor precipitación del año, por lo tanto solo es necesario encontrar la Evapotranspiración Potencial correspondiente al mes de septiembre. Las temperaturas máximas, mínimas y promedio para el mes antes mencionado se muestran en el siguiente cuadro:

TEMPERATURA MAXIMA		TEMPERATURA MINIMA		TEMPERATURA PROMEDIO	
ESTACION	SEPTIEMBRE	ESTACION	SEPTIEMBRE	ESTACION	SEPTIEMBRE
H8	29.65	H8	19.54	H8	23.09
H13	25.4	H13	16.0	H13	19.1
H20	30.6	H20	19.0	H20	23.1

Cuadro 3.15. Registro de temperaturas necesarias en Arc GIS de las tres estaciones cercanas a la micro cuenca. Fuente. SNET.

Para poder calcular la evapotranspiración potencial, se hará uso de la fórmula de Hargreaves Simplificada:

$$ET0 = 0,0023 (t_{med} + 17,78) R0 * (t_{max} - t_{min})^{0,5}$$

Donde:

$ET0$ = evapotranspiración potencial diaria, mm/día

t_{med} = temperatura media diaria, °C

$R0$ = Radiación solar extraterrestre, en mm/día

t_{max} = temperatura diaria máxima

t_{min} = temperatura diaria mínima

El "RO" correspondiente al mes de septiembre es: 14.85

Debido a que en Arc GIS se trabaja en milímetros / mes, el resultado obtenido con la ecuación anterior debe ser multiplicado por el número de días



correspondiente al mes en análisis; en este caso debe ser multiplicado por 30, ya que el mes de septiembre consta de 30 días.

En el cuadro 3.16 se muestra la Evapotranspiración Potencial para cada estación calculada a través de la fórmula de Hargreaves.

Evapotranspiración Potencial mm/mes		
ESTACION	ALTITUD	SEPTIEMBRE
H8	725	112.71
H13	1300	103.23
H20	630	120.74

Cuadro 3.16. Evapotranspiración Potencial por estación. Fuente: Elaboración propia.

Para poder representar en forma de mapa la Evapotranspiración Potencial en Arc GIS, primero se debe graficar la Evapotranspiración versus la Altitud que posee las respectivas estaciones utilizadas en el estudio. Luego se realiza una regresión matemática para poder encontrar la ecuación que mejor se adapte a los puntos ploteados.

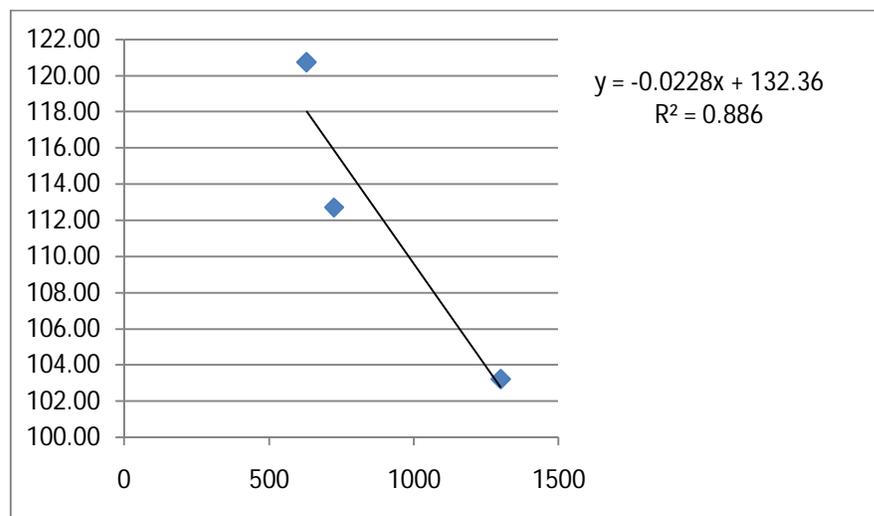


Grafico 3.3. Muestra la gráfica generada a partir de la regresión matemática y su correspondiente ecuación.



Dicha ecuación se introduce en Raster Calculator, ubicado en la barra de herramientas estándar "Spatial Analyst"; es preciso mencionar que se modifica la variable "X", ya que dentro de Raster Calculator la variable "X" será sustituida por el Fill generado a partir del parteaguas.

Al presionar el botón Evaluate, se genera un nuevo mapa con el nombre de Calculation, el cual es temporal y debe ser convertido a permanente; éste será el mapa de Evapotranspiración Potencial.

3.5.3.3. DETERMINACIÓN DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN REAL

La Evapotranspiración Real como su definición lo dice, es la Evapotranspiración Potencial multiplicada por el Coeficiente de Cultivo "Cc".

Según el mapa de Coeficiente de Cobertura Vegetal y Coeficiente de Cultivo, las principales coberturas de la cuenca en estudio son las siguientes:

Uso_rec	CC_1
Granos básicos	1.15
Terrenos agrícolas	1.15
Terrenos agrícolas	1.15
Granos básicos	1.15
Caña de azúcar	1.25
pastos	1
Cafe	0.95
Tejido urbano	0.2

Figura 3.16. Uso de suelo con su respectivo coeficiente de cultivo. Fuente: Mapa Elaborado por Misión Alemana

Por medio de la herramienta Raster Calculator se realiza la multiplicación de los mapas antes mencionados; en la figura 3.17 (Ver anexos C: Mapas del Arc GIS con su correspondiente detalle) se aprecia el mapa obtenido con sus diferentes valores de Evapotranspiración Real.

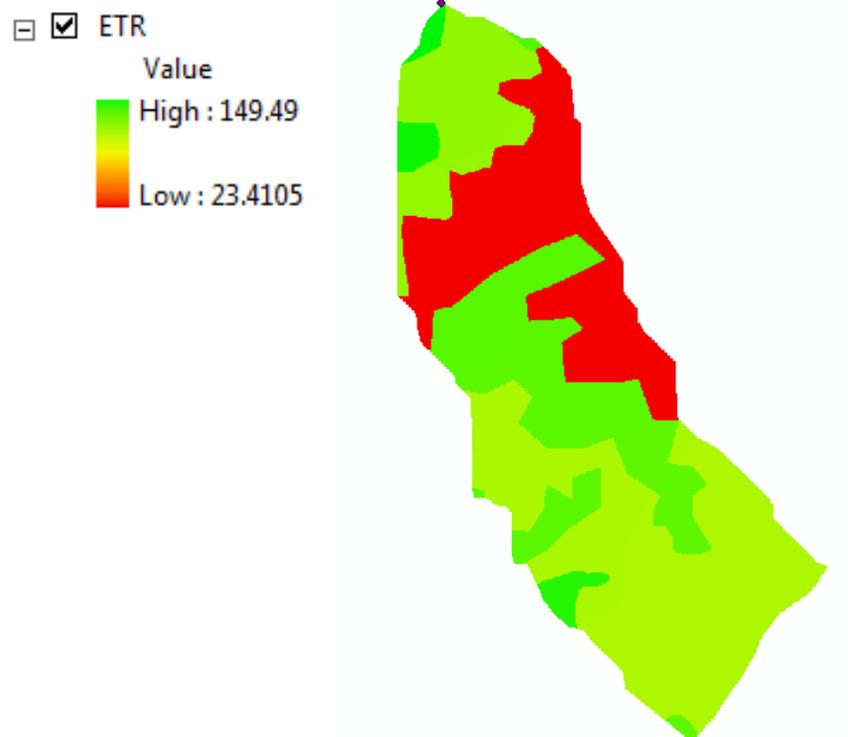


Figura 3.17. Evapotranspiración Real de la cuenca en estudio. Fuente: Elaboración Propia.

3.5.3.4. CALCULO DEL COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN

Como se mencionó en el capítulo 2, el Coeficiente de Infiltración es la sumatoria de los Coeficientes de Cobertura Vegetal, de Pendiente y de Textura de Suelos.

Coeficiente de Cobertura Vegetal "Kv"



Uso_rec	CC_1	KV
Granos básicos	1.15	0.1
Terrenos agrícolas	1.15	0.3
Terrenos agrícolas	1.15	0.3
Granos básicos	1.15	0.1
Caña de azúcar	1.25	0.1
pastos	1	0.1
Cafe	0.95	0.1
Tejido urbano	0.2	0.1

Cuadro 3.17. Valores de Kv obtenidos a través del mapa de Cobertura Vegetal correspondientes a la cuenca en estudio. Fuente: Mapa Elaborado por Misión Alemana.

Coeficiente de Pendiente "Kp"

KP	RANGO
0.4	0-5%
0.2	5-10%
0.15	10-15%
0.1	15-30%
0.07	30-50%

Cuadro 3.18. Rango de pendiente y Kp correspondientes a la cuenca de interés. Fuente: Elaboración Propia.

Coeficiente de Textura de Suelos "Kfc"

NOMBRE	CODIGO	Kfc
LATOSILES ARCILLO ROJIZOS	Lar	0.1

Cuadro 3.19. Textura de suelo correspondiente al parteaguas trazado en Arc GIS. Fuente: Mapa Elaborado por Misión Alemana.

A través de Arc GIS se calcula la sumatoria de los tres mapas antes mencionados, esto se realiza por medio de Raster Calculator ubicado en la barra de herramientas Spatial Analyst.



Figura 3.18. Mapa de Coeficiente de Infiltración. Fuente: Elaboración Propia. Ver anexos C.

3.5.3.5. CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Raster Calculator permite hacer operaciones matemáticas utilizando los mapas generados en Arc GIS y números constantes introducidos en dicho comando.

Para obtener el Coeficiente de Escorrentía se debe de realizar la diferencia de uno (1) menos el Coeficiente de Infiltración, el resultado obtenido es un mapa temporal el cual debe ser convertido a permanente para poder utilizarlo posteriormente.

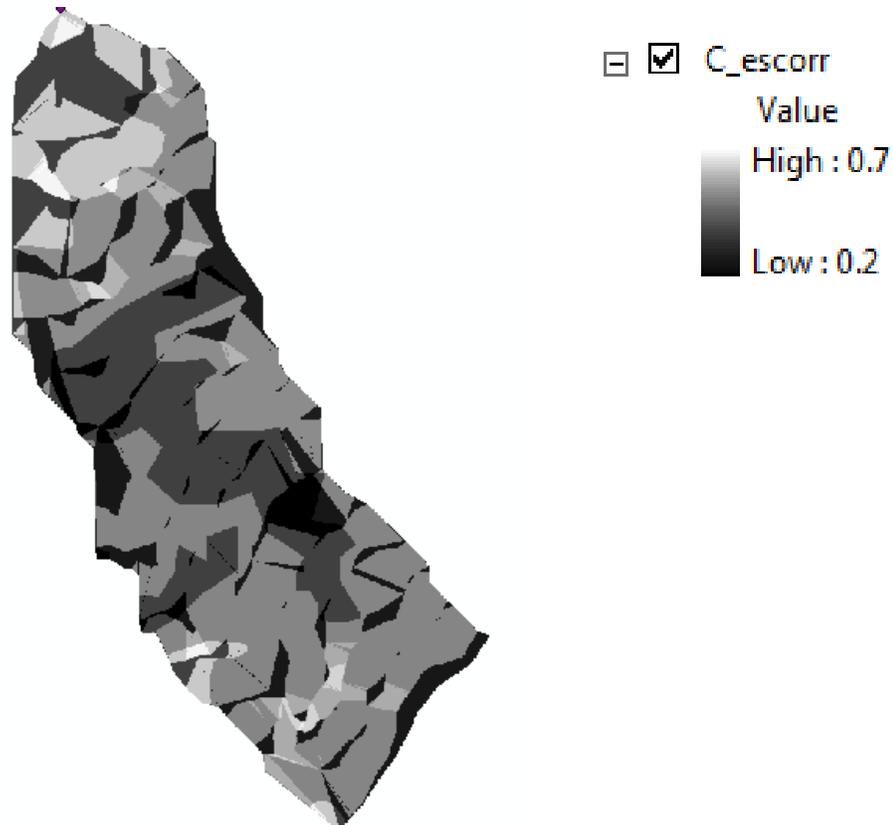


Figura 3.19. Mapa de Coeficiente de Escorrentía. Fuente: Elaboración Propia. Ver anexos C.

3.5.3.6. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL UTILIZANDO EL BALANCE HÍDRICO CLIMÁTICO

3.5.3.6.1. DETERMINACIÓN DEL BALANCE HÍDRICO CLIMÁTICO

Anteriormente se calculó el mapa de precipitaciones para el mes de septiembre, así mismo se obtuvo el mapa de Evapotranspiración Real, con la ayuda de Raster Calculator se realiza la resta de las Precipitaciones menos la Evapotranspiración Real; obteniendo de esta manera el Balance Hidrológico o Balance Hídrico Climático.

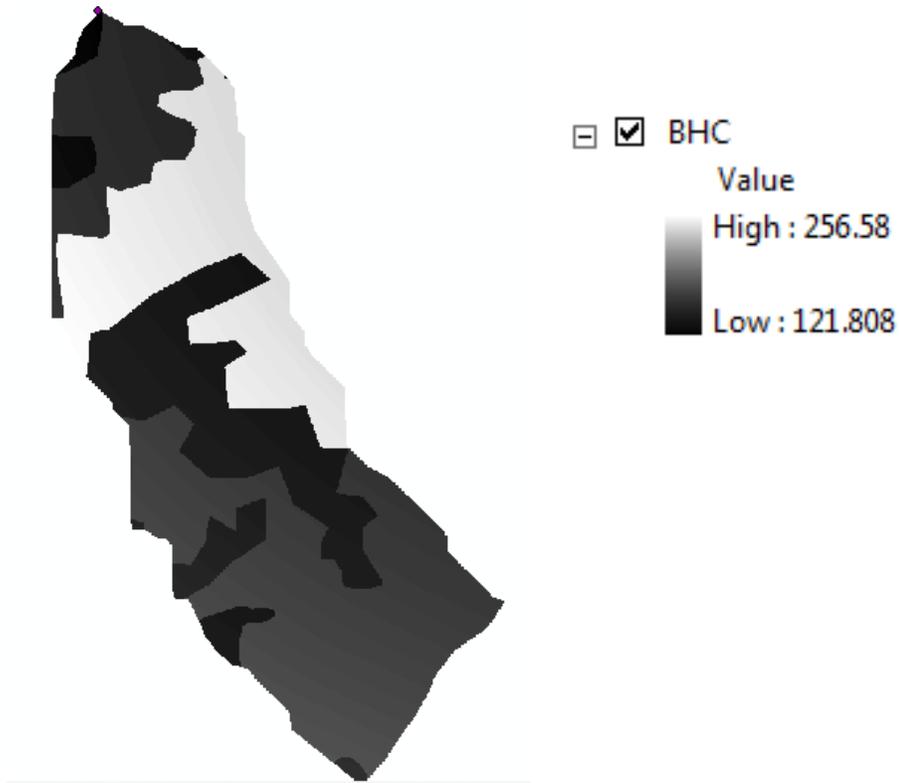


Figura 3.20. Balance Hídrico Climático para la cuenca en estudio. Fuente: Elaboración Propia Ver anexos C.

3.5.3.6.2. CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO CONSTANTE

A través del Balance Hídrico Climático y el Coeficiente de Escorrentía se calcula el caudal máximo que pasa constantemente por el punto de interés en época lluviosa. Esto se logra a partir de la multiplicación del Balance Hídrico Climático con el Coeficiente de Escorrentía y con el área correspondiente a cada celda. El caudal obtenido por medio de estos cálculos debe convertirse a m³/seg, ya que Arc GIS trabaja con unidades en mm/ mes, por lo tanto se debe efectuar la conversión respectiva, dicho procedimiento se realiza en Raster Calculator. Como último paso para obtener el caudal definitivo en el punto de interés se debe acumular el caudal encontrado por cada celda, esto se realiza por medio del comando Flow Accumulation ubicado en la herramienta Hydrology en el

menú Spatial Analyst Tools. Ver figura 3.21. Ver anexos C: Mapas de Arc GIS con su correspondiente detalle.

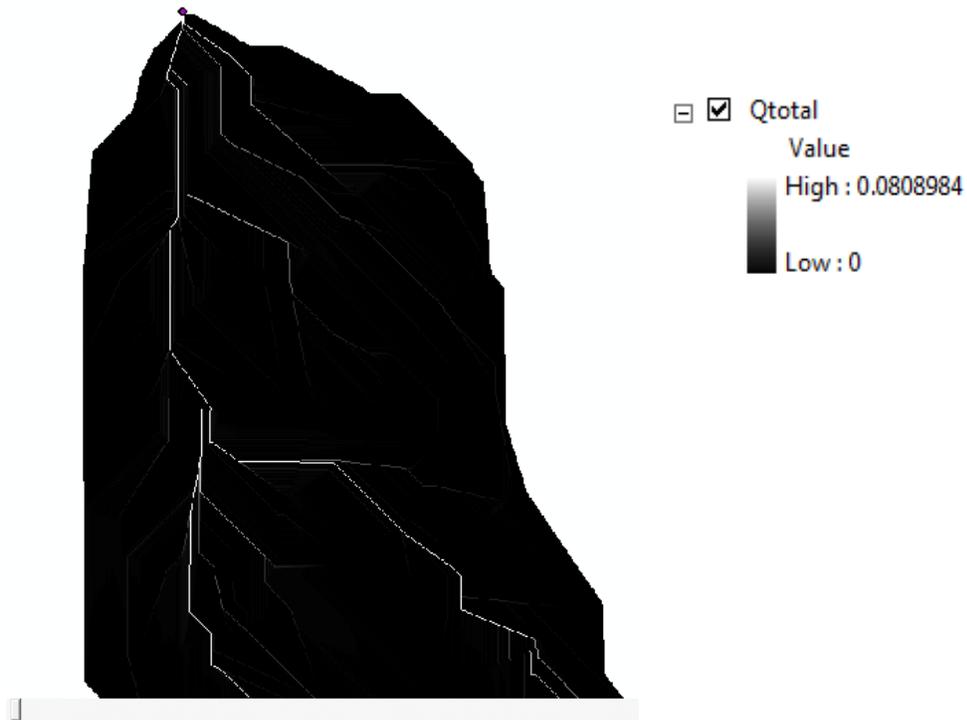


Figura 3.21. Mapa de acumulación de caudal en el punto de interés. Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, el caudal máximo constante que pasa por el punto de interés en la época lluviosa es de 80.9 litros/segundo.

3.5.3.7. CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO UTILIZANDO LA FORMULA RACIONAL

3.5.3.7.1. ESTABLECER LOS POLÍGONOS DE THIESSEN

Para poder simplificar el trabajo de escritorio y para poder determinar con precisión los datos requeridos que serán utilizados en el estudio hidrológico, es de suma importancia trazar los polígonos de Thiessen antes de definir las intensidades máximas de diseño, ya que al saber cuál o cuáles son las estaciones de influencia en la cuenca, se puede proceder a solicitar los datos al SNET para luego poder calcular las intensidades máximas de diseño.



A través del software Arc GIS se trazaron los polígonos de Thiessen, obteniendo como resultado que la estación de influencia en la cuenca de estudio es la estación H-20, la cual corresponde a la ciudad de Atiquizaya; cabe mencionar que las otras dos estaciones que rodean la cuenca: H-8 Estación de Ahuachapán y H-13 Estación de Ataco no tienen influencia sobre la cuenca analizada en este estudio. Por lo tanto se procederá a calcular la Intensidad Máxima de Diseño para la estación de Atiquizaya.

3.5.3.7.2. DEFINIR LA INTENSIDAD MÁXIMA DE DISEÑO

Una vez definida la o las estaciones de influencia en la cuenca, se procede a calcular las intensidades máximas de diseño, pero primero se debe poseer los datos de las intensidades máximas absolutas anuales de las estaciones de influencia. El Servicio Nacional de Estudios Territoriales ha proveído los datos de la estación H-20 correspondiente a Atiquizaya, dichos datos son los que se muestran en el cuadro 3.20.

		ESTACION:		ATQUIZAYA CEL					
		LATITUD:		13° 58.3'					
		LONGITUD:		89° 45.1'					
		ELEVACION:		630 m.s.n.m.					
AÑO	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	90 min	120 min
1972	4.74	3.71	3.34	2.86	2.07	1.51	1.16	0.52	0.42
1973	3.24	2.85	2.30	1.92	1.79	1.45	1.21	0.92	0.46
1974	2.72	2.06	1.82	1.66	1.37	1.03	0.99	0.89	0.68
1975	3.94	2.96	2.27	1.45	1.30	0.91	0.69	0.47	0.35
1976	2.08	1.94	1.93	1.93	1.56	1.40	1.11	0.78	0.61
1977	2.54	1.94	1.69	1.56	1.18	0.94	0.72	0.57	0.45

Cuadro 3.20. Cuadro de intensidades máximas absolutas para la estación H-20.

Fuente: SNET



A partir de los datos antes mostrados, se debe calcular las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia con el fin de obtener la intensidad de diseño para el periodo de retorno previamente establecido. Para ello se seleccionan los tiempos que se encuentran cercanos al Tiempo de concentración, luego se ordenan los datos de forma descendente y se numera cada uno en orden correlativo, posteriormente se determina la frecuencia de los datos por medio de la formula:

$$f = \frac{m}{n + 1}$$

Donde:

f = frecuencia

m = numero correlativo del dato

n = total de años registrados en la estación

No	30 min	45 min	60 min	f
1	2.07	1.51	1.21	12.50
2	1.79	1.45	1.16	25.00
3	1.56	1.40	1.11	37.50
4	1.37	1.08	0.99	50.00
5	1.30	1.03	0.83	62.50
6	1.2	0.94	0.72	75.00
7	1.18	0.91	0.69	87.50

Cuadro 3.21. Intensidades ordenadas ascendentemente, según unidad de tiempo. Fuente: Elaboración Propia

A continuación se grafica en papel Gumbel, Intensidades versus Frecuencias, generándose tres graficas con los tiempos respectivos elegidos, dichas graficas se muestran en el grafico 3.4.



ESTACION H-20 ATIQUIZAYA

periodo de retorno

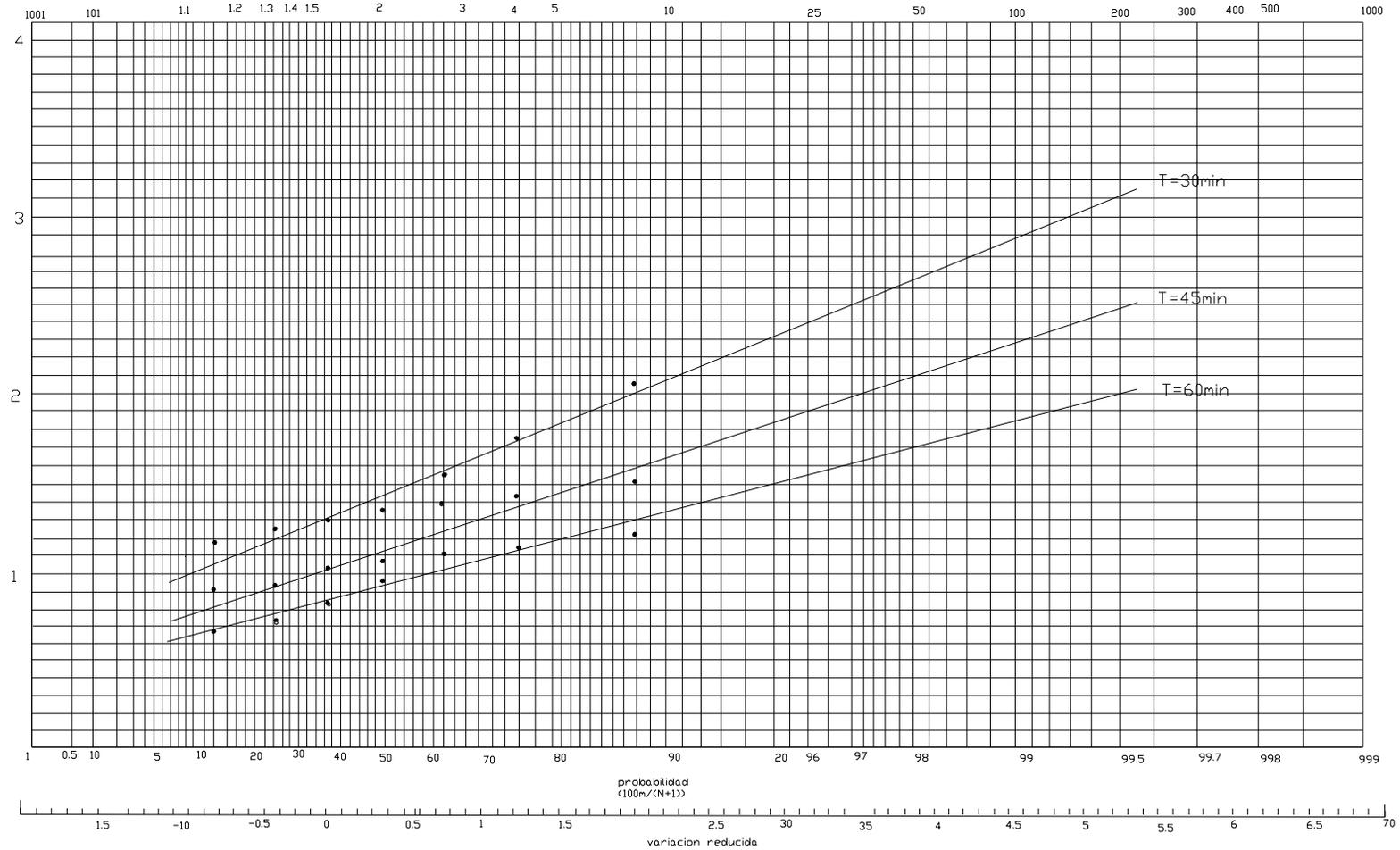


Grafico 3.4. Graficas Intensidades versus Frecuencias para los tiempos de 30, 45 y 60 minutos. Fuente: Elaboración Propia



Debido a que el periodo de retorno para la obra hidráulica a diseñar es de 100 años, se tomará otros dos periodos cercanos a 100 años, para poder generar dos graficas más, en este estudio se elaborará con 50, 100 y 200 años.

Partiendo del grafico 3.4, se obtiene para cada año estipulado 3 valores para los diferentes tiempos antes mostrados. Dichos valores se muestran en el cuadro.

Años	30 min	45 min	60 min
50	2.68	2.12	1.72
100	2.91	2.31	1.88
200	3.14	2.5	2.03

Cuadro 3.22. Valores obtenidos de la gráfica Intensidades versus Frecuencias. Fuente: Elaboración Propia.

A partir de los datos antes mostrados se procede a graficar las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia, en donde las Intensidades se plotean en el eje de las ordenadas y los tiempos en el eje de las abscisas; obteniendo con esto 3 curvas, las cuales representan los diferentes periodo de diseño.

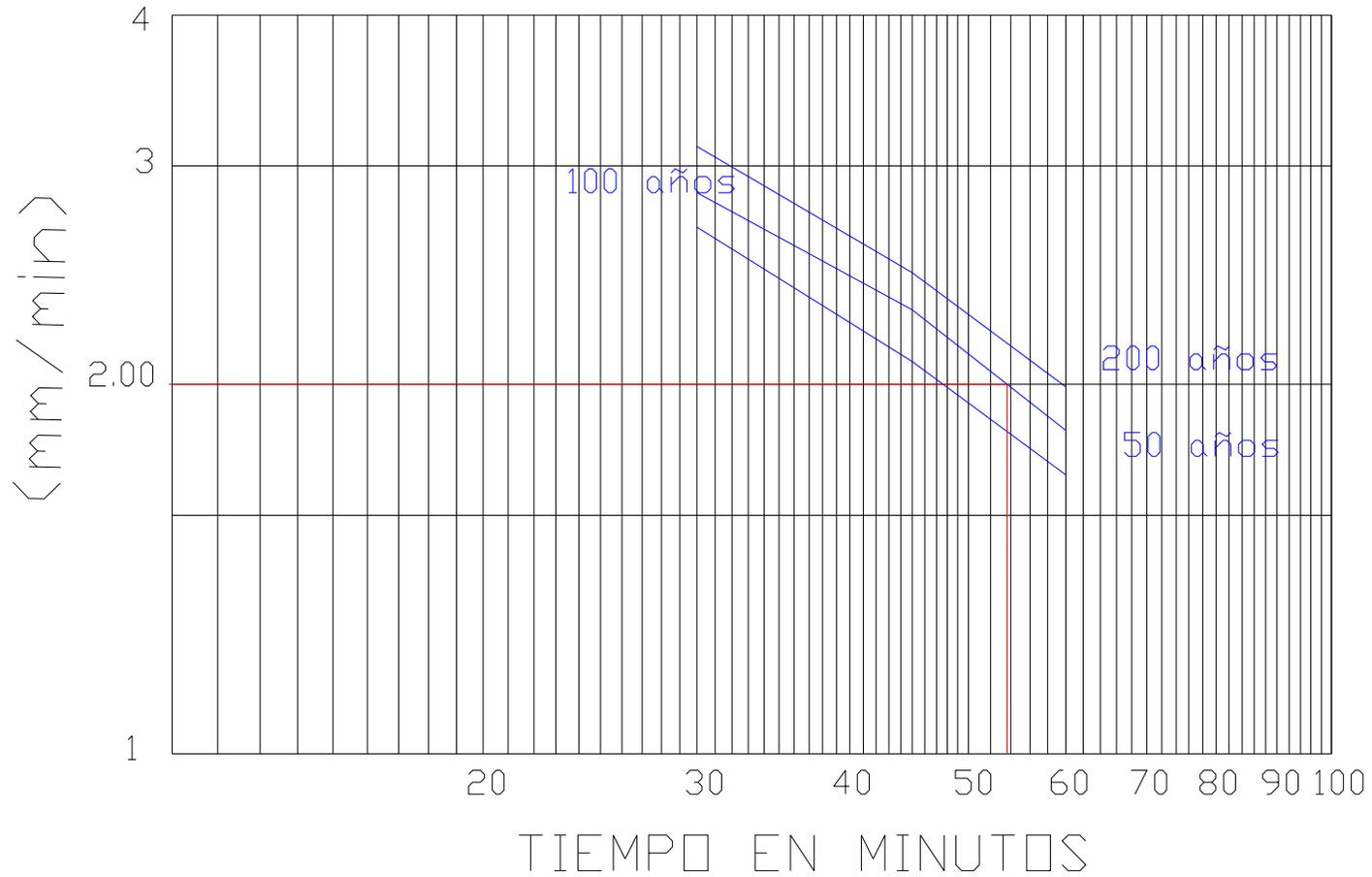


Grafico 3.5. Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia de la estación Atiquizaya H-20. Fuente: Elaboración Propia.



Por medio de las curvas mostradas en el grafico 3.5, es posible obtener la intensidad de diseño de la estación con influencia en la cuenca de interés, esto se logra partiendo del tiempo de concentración de la cuenca desde el eje "X", se intercepta en la curva del periodo de retorno (en el caso que compete este trabajo es de 50 años) y se traza una línea horizontal cortando el eje de las "Y". Este valor para la estación de Atiquizaya es de 2.00 mm/minuto el cual es la Intensidad de Diseño de la estación H-20. Por lo tanto para aplicar la formula Racional en el programa Arc GIS, se utilizará 2.00 milímetros/minuto como la Intensidad de Diseño para un periodo de 100 años.

3.5.3.7.3. CALCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

El Caudal Máximo de la cuenca de estudio ubicada en el Cantón El Jobo, Municipio de Turín, Departamento de Ahuachapán será determinado por la Formula Racional anteriormente descrita.

Los datos requeridos para poder calcular el caudal son los siguientes:

- Coeficiente de Escorrentía
- Intensidad de diseño de las estaciones con influencia
- Área de la cuenca.

El coeficiente de escorrentía ha sido encontrado en el apartado 3.5.3.5, el cual fue obtenido a través de Arc GIS; la intensidad de diseño de la estación de influencia según los polígonos de Thiessen fue encontrada en el apartado anterior; y el área de la cuenca será calculada por Arc GIS al acumular todos los flujos de cada celda que componen la cuenca hidrológica.

Por lo tanto, con la ayuda de Raster Calculator se procede a hacer la multiplicación de la Intensidad de Diseño (convertida a metros/segundos) por el Coeficiente de Escorrentía que en este caso es un mapa en formato RASTER, por el área de cada celda (en este estudio se ha trabajado con celdas de 2 x 2 metros). El resultado obtenido al realizar esta multiplicación es el caudal que



aporta cada celda a la cuenca en análisis; por consiguiente se debe acumular el flujo, esto se realiza por medio de Flow Accumulation de la herramienta Hydrology en el menú Arc Toolbox.

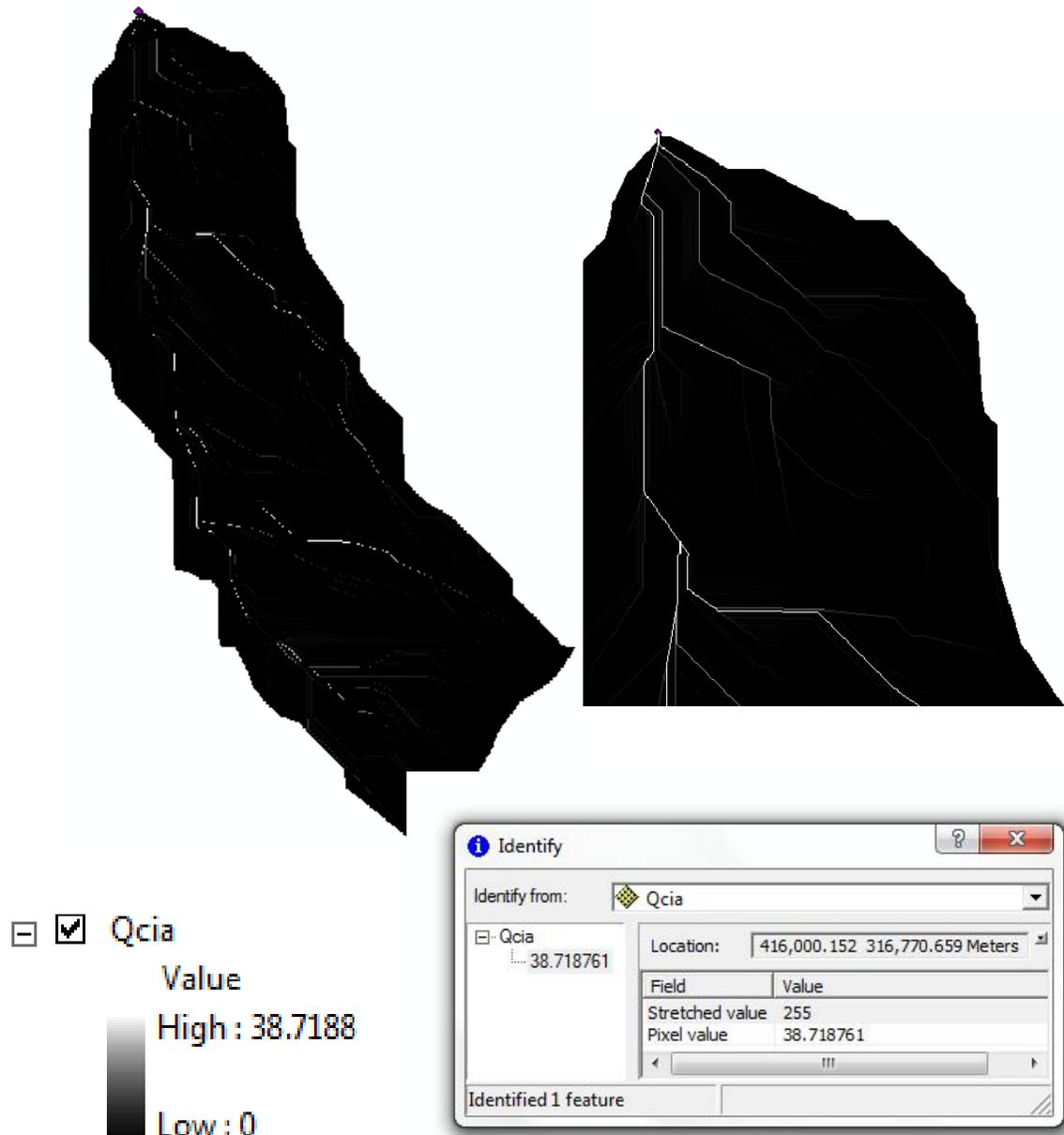


Figura 3.22. Mapa de acumulación de caudal y cuadro de valores del punto de interés. Fuente: Elaboración Propia. Ver anexos C: Mapas de Arc GIS.



Para finalizar, el caudal máximo instantáneo para un periodo de diseño de 100 años es de $38.72 \text{ m}^3/\text{segundos}$.

Como se puede apreciar en el apartado 3.3.5, el mayor caudal encontrado según la huella de crecida máxima es de $23.23 \text{ m}^3/\text{segundos}$ por consiguiente se puede determinar que el caudal encontrado a través de Arc GIS es un parámetro muy exacto que muestra el comportamiento de la cuenca en el periodo de diseño estipulado.

Por consiguiente las obras hidráulicas a diseñar en el capítulo siguiente se harán para el caudal proyectado a través del periodo de diseño de 100 años, es decir de $38.72 \text{ m}^3/\text{segundos}$.



CAPITULO IV. ETAPA DE DISEÑO DE LAS OBRAS DE MITIGACION

2010



4.1. RECOPIACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE LOS ESTUDIOS REALIZADOS

En el capítulo 3 se realizaron los estudios necesarios para poder determinar los parámetros para el diseño y proposición de las obras hidráulicas de mitigación. Entre los parámetros antes mencionados se encuentran los siguientes:

- **Estudio topográfico**

PLANOS DE PERFIL Y SECCIONES DE LAS QUEBRADA (VER ANEXO A).

- **Estudio de suelos**

En el capítulo 3 se determinó el tipo de suelo de la zona en estudio, clasificándolo según SUCS como **SC, Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla**. Por lo anterior, teóricamente se determinaron los siguientes parámetros²⁸ de dicho suelos:

$$Q_{adm} = 18,000 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ ton/m}^2$$

ϕ (ángulo de fricción interna) = 26° (Este ángulo viene dado para suelos con I_p entre 20-30; en este caso el valor de I_p es 22.9, por lo tanto)

$$C \text{ (Cohesión)} = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso específico del suelo } \gamma_s = 1,765 \text{ kg/m}^3 = 1.765 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Peso específico del material selecto, suelo selecto} = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

- **Evaluación ambiental del área de interés**

En la sección 3.4 de este documento, se realizó el análisis de la zona de interés en cuanto a lo referido a categorización ambiental, según documento emitido por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Mediante dicho análisis se determinó que para las

²⁸ Según Terzaghi y Peck. Juárez Badillo Tomo II. Mecánica de Suelos.
Ing. Miguel Landaverde. Laboratorio de Suelos y Materiales. Universidad de El Salvador.



obras a proporcionar en el sitio de la problemática, no es necesario presentar documentación ambiental al MARN.

● **Análisis hidrológico**

Mediante la utilización del software Arc GIS se pudo desarrollar el estudio hidrológico de la zona de interés, teniendo como resultado un caudal $Q = 38.72 \text{m}^3/\text{seg}$.

4.2. ANÁLISIS PARA LA SELECCIÓN DE OBRAS DE MITIGACIÓN

Para poder determinar el tipo de obras a construir para contrarrestar la problemática planteada en El Cantón El Jobo, Municipio de Turín se deben analizar determinados parámetros que se incluyen en los estudios técnicos realizados contra el riesgo que existe en la zona de estudio.

Los análisis de riesgo conducen a identificar la mitigabilidad de los mismos, es decir si sus causas y consecuencias pueden ser reducidas o no. Para reducir el riesgo existen dos tipos de medidas generales que se presentan a continuación:

MEDIDAS ESTRUCTURALES

Las medidas estructurales se refieren a la intervención física mediante el desarrollo o refuerzo de obras de ingeniería.

Reducción de la amenaza

La reducción de la amenaza se hace a través de medidas estructurales, que tienden a controlar o encausar el curso físico de un evento, o reducir la magnitud y frecuencia del mismo.

Se han adelantado acciones de mitigación para casos específicos por medio de la ejecución de obras de protección y control entre las cuales se encuentra anclajes y pernos en roca, muros de contención, gaviones, muros en tierra



reforzada, drenes, filtros, zanjas de coronación, cunetas y canales periféricos. La selección de obras depende de la evaluación de las medidas de mitigación para llevar el riesgo hasta un nivel aceptable.

MEDIDAS NO ESTRUCTURALES

Corresponde a todas aquellas acciones más de tipo educativas o de aplicación legislativa de gestión, organización, educación, etc., que se adelantan para disminuir los efectos de un evento, por lo general se ven como una complementación de las medidas estructurales para la mitigación del riesgo y son las que promueven al interior de la comunidad para lograr organización, el fortalecimiento institucional y la información pública.

Reducción de la vulnerabilidad no estructural:

Corresponde a aquellas medidas en las cuales se promueve la interacción directa con la comunidad, y dependen directamente de las personas que habitan cerca de un proceso.

Dentro de estas medidas se encuentran:

1. *Mapas de zonificación de amenaza y riesgo.*
2. *Leyes y Reglamentación.*
3. *Planes de Ordenamiento Territorial*

De manera que para poder contrarrestar la problemática generada en la quebrada seca en estudio y tomando en cuenta que se pretende reducir la magnitud y frecuencia de los sucesos adversos, se ha tomado en cuenta que es necesario proporcionar obras ingenieriles que encausen y controlen los riesgos; pues no es posible solamente utilizar medidas no estructurales para mitigar la



escorrentía generada y proporcionar estabilidad en los taludes de la zona de interés.

Debido al caudal generado en el punto de interés en la vaguada que se estudia, es preciso proporcionar una obra hidráulica principal que permita el flujo y encause las aguas.



Figura 4.1. Parte de escorrentía generada en la zona de estudio. Fuente: Elaboración propia. Fotografía capturada el 30 de mayo de 2010.

Existen zonas donde se produce socavación debido al golpe del agua sobre la tierra, por lo que es preciso contrarrestar este problema y estabilizar algunos taludes laterales que tienen peligro de erosionarse (ver figura 4.2); además proporcionar una caída controlada al agua. Dicha caída deberá reducir la velocidad del flujo que previamente se encausara mediante una obra hidráulica principal.



Figura 4.2. En la foto se visualiza el peligro causado por la socavación y erosión de la tierra en uno de los taludes de la vaguada. Fuente: Elaboración propia. Fotografía capturada el 30 de mayo de 2010.

4.3. CRITERIO DE SELECCIÓN DE OBRAS

CRITERIO PARA SELECCIÓN DE OBRA HIDRAULICA PRINCIPAL

Para poder seleccionar la obra hidráulica principal a emplear en el área de interés, se tiene que tomar en cuenta los siguientes criterios:

- El caudal que debe ser desalojado por la obra a construir.
Con base a los resultados obtenidos en el estudio hidrológico, el caudal que debe ser evacuado por la obra hidráulica a diseñar es de 38.72 m³/seg. Por lo cual ésta debe poseer dimensiones que proporcione un área hidráulica capaz de cumplir con la funcionabilidad para la cual es diseñada.



- El costo económico de la obra civil.
En diferentes proyectos hidráulicos, el área requerida para evacuar la escorrentía puede ser proporcionada por distintas obras hidráulicas que permitan el libre paso del caudal, pero es importante considerar el aspecto económico para poder decidir el tipo de obra a emplear.

- La funcionabilidad óptima del diseño.
Una obra civil no posee su funcionabilidad óptima, si no se diseña correctamente para que su funcionabilidad perdure a través del paso de los años. La eficiencia de la obra depende del buen dimensionamiento de la obra, de los procesos constructivos y de la calidad de los materiales a emplear, siendo estos últimos tan importantes como los dos primeros, ya que la elección de los materiales está íntimamente relacionado con el tipo de obra a emplear.

- Las condiciones reales del entorno del punto de interés.
El tipo de obra a seleccionar depende principalmente de las condiciones que presente el entorno natural de la zona de estudio. Entre los cuales se encuentran:
 - El clima
 - La capacidad de carga del suelo
 - El tipo de suelo
 - La vegetación
 - El espacio en donde se construirá la obra
 - Las cargas a las cuales será sometida la estructura

Tomando en cuenta los criterios mencionados anteriormente, se optó por la selección de una Caja de Concreto Reforzado como obra hidráulica principal, ya que dicha estructura proporciona el área necesaria para evacuar la escorrentía



superficial, así como también comparada con otras opciones, resulta mucho más económica y eficiente para poder soportar las cargas de tránsito a las cuales estará sometida.

De igual forma, debido a sus materiales constructivos, posee menores dimensiones comparado con otras opciones, las cuales se acoplan de mejor manera al entorno y generan una disminución en el costo de materiales a emplear para su construcción.

El detalle del diseño de la Caja de Concreto Reforzado se describe en el apartado 4.4.1 de este trabajo de grado.

CRITERIO PARA SELECCIÓN DE OBRAS DE PROTECCION

Tomando como base el estudio topográfico realizado en el área de interés, se puede determinar que la quebrada posee sobre su eje, 5 estaciones que son las que influyen directamente en la problemática de las inundaciones de la misma. Ver plano topográfico Anexo A, Hoja 3/3.

Dichas estaciones son las siguientes:

- Estación 0+060
- Estación 0+070
- Estación 0+080
- Estación 0+090
- Estación 0+100

Las estaciones antes mencionadas influyen grandemente en las inundaciones debido a que los taludes que en ellas se encuentran caen continuamente al eje de la quebrada, obstaculizando el paso de la escorrentía superficial en la época lluviosa; además los derrumbes ocasionados pueden generar la muerte a las personas que transitan sobre el eje de la quebrada; por otra parte los terrenos propiedad de las personas aledañas se ven erosionados por el crecimiento de



la escorrentía en la época lluviosa, poniendo en peligro el colapso de las casas cercanas a la quebrada.

Es por esto que el diseño de muros sobre las estaciones mencionadas anteriormente se hace necesario.

Por lo tanto para seleccionar el muro adecuado que más se adapte a las condiciones del lugar, que sea funcional y económico se debe de tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- **Secciones Topográficas de las Estaciones de Interés**

- a) Altura del talud a retener

- La altura del talud está íntimamente relacionado con la fuerza que ejerce la tierra al muro a diseñar, ya que a mayor altura, mayor Fuerza de Empuje Activo de la tierra. Por lo tanto la altura es un punto a tomar en cuenta para la selección del tipo de material del muro, así como de las dimensiones a proporcionar a dicha estructura.

- b) Pendiente del talud

- Es preciso considerar el ángulo que forma la tierra sobre la horizontal, ya que éste debe de ser menor al ángulo de fricción interna del material de relleno, de lo contrario es imposible aplicar la fórmula para el cálculo de la Fuerza de Empuje Activo. Cabe mencionar que a mayor ángulo sobre la horizontal, mayor Empuje Activo actuante en el muro, por lo tanto dicha obra debe ser de mayores dimensiones o de un material con mayor peso específico.

- **Cargas adicionales al terraplén**

- Las cargas adicionales otorgan mayor empuje hacia la estructura, por consiguiente deben ser tomadas en consideración para elegir la obra que permita contrarrestarlas.



- **Peso volumétrico del material a emplear para la construcción**

Cuanto mayor sea el peso volumétrico del material que se empleará para la construcción de la obra civil, mayor será el momento resistente de la estructura, por lo tanto debe de hacerse un exhaustivo análisis entre el peso volumétrico del material y el costo de éste; para proponer una solución eficiente y económica a la vez.

- **Ventajas y desventajas de los Materiales de Construcción**

Cada material de construcción brinda ventajas y desventajas en su implementación, ya sea de tipo económico, constructivo, de transporte, entre otros. Por consiguiente hay que comparar ventajas versus desventajas de los posibles materiales a emplear.

SELECCIÓN DE OBRAS DE PROTECCION

Tomando en consideración los aspectos que se mencionaron en el tema anterior, se determinó el uso de muros de los siguientes tipos:

- **Muros de Gavión**

Se utilizarán para las estaciones:

Estación 0+060

Estación 0+070

JUSTIFICACION:

- La altura máxima del talud es de 4 metros correspondiente a la estación 0+070, por lo tanto es posible el empleo de este tipo de muros en la quebrada, ya que no excede la altura máxima de este tipo de estructura. Ver plano topográfico Anexo A, Hoja 3/3
- La pendiente formada por la tierra en dichas estaciones es de cero por ciento, por lo cual el gavión no estará sometido a carga extra



por pendiente de talud, disminuyendo así las dimensiones del mismo.

- El muro de gavión no estará sometido a cargas adicionales por paso de vehículo o por la presencia de algún árbol con dimensiones considerables. Por lo tanto no es necesario el empleo de otro tipo de muro que sea más resistente a momento.
- El peso específico del gavión es de 1.9 ton/m^3 , peso suficiente para poder generar el momento necesario para poder soportar las cargas impuestas por la masa de tierra.
- Ventajas del gavión:
 - Flexibilidad y permeabilidad
 - Aliviadores de presión, lo que impide que cause erosión aguas abajo, debido a su permeabilidad permite el paso de agua entre su estructura.
 - Posibilidad de transportar y volver a utilizar el muro.
 - Son más económicos en comparación con otras opciones.
- Desventajas del gavión:
 - Necesidad de diseñar con mayores dimensiones a comparación con otros materiales.

- **Muros de Mampostería de Piedra**

Se utilizarán para las estaciones:

Estación 0+080

Estación 0+090

Estación 0+100

JUSTIFICACION:

- Se diseñará para la estación 0+090, la cual es la más crítica, ya que la diferencia de elevación entre la parte superior del eje de la



quebrada y la calle es de 8 metros. Ver plano topográfico Anexo A, Hoja 3/3

- El ángulo generado entre la tierra y la horizontal es de 39.22° , siendo un ángulo muy alto para los taludes, por lo cual es preciso tomar en cuenta que habrá un mayor empuje tanto por la pendiente como por la altura.
- El muro será sometido a la carga adicional proporcionada por la pendiente.
- Para que el muro a diseñar sea capaz de soportar las cargas y momentos actuantes sobre la estructura, éste será de mampostería de piedra, cuyo peso específico es de 2.2 ton/m^3 , logrando con esto disminuir las dimensiones a comparación de otros materiales.
- Ventajas de la mampostería de piedra.
 - Mayor resistencia al Momento Actuante.
 - Impermeabilidad
 - Menor costo con relación al concreto reforzado
 - El material para la construcción se puede encontrar en campo
- Desventajas de la mampostería de piedra.
 - No permite deformaciones muy altas.
 - Mayor costo en relación a los muros de Gavión.

CRITERIO PARA SELECCIÓN DE OBRAS COMPLEMENTARIAS

El estudio en la quebrada de Turín requiere la selección y diseño de obras complementarias que ayuden al perfecto funcionamiento de las obras principales.

Al evaluar las obras propuestas anteriormente y tomar en cuenta las posibles amenazas que genera la escorrentía al lugar de estudio, se ha podido determinar la falta de disipadores de energía en la caída principal, justo después que la escorrentía superficial abandona la obra hidráulica principal.



Por lo tanto se propondrá una obra civil que contrarreste la erosión generada por el golpe del agua al caer los cuatro metros medidos desde el tubo existente. La selección de la obra se hace con base en la necesidad de la existencia de la misma, además debido a la altura, al tipo de suelo en donde se posicionarán los disipadores de energía y a la pendiente de caída. Por lo tanto la obra a diseñar son disipadores de energía con el ancho suficiente para evacuar el caudal que pasa por esa zona, los cuales serán diseñados en el siguiente apartado.

4.4. DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS PRINCIPALES

4.4.1. DISEÑO DE OBRA HIDRÁULICA PRINCIPAL

A. DISEÑO DE LOSA DE FONDO DE BOVEDA DE CONCRETO ARMADO

DATOS PARA REVISION POR FLEXION					
Momento Factorado, Mu	=	11.55	k-ft	=	1.6 ton-m
Momento de servicio, Ms	=	1.05	k-ft	=	0.15 ton-m
Resistencia a la Compresion, f'c	=	4	ksi	=	280 kg/cm ²
Resistencia de Fluencia, fy	=	60.25	ksi	=	4220 kg/cm ²
Profundidad total, t	=	7.87	in	=	0.2 m
Ancho efectivo, b	=	39.37	in	=	1 m
Tamaño de la 1ra varilla	=	#4			
Espaciamiento de la 1ra varilla	=	7.87	in	=	20 cm
Tamaño de la 2da varilla	=	#4			
Espaciamiento de la 2da varilla	=	7.9	in	=	20 cm
Espaciamiento promedio	=	7.87	in	=	20 cm
Área de la varilla de refuerzo	=	2	si	=	12.9 cm ²
Recubrimiento	=	2.36	in	=	6 cm
Profundidad efectiva, pe	=	5.26	in	=	13.37 cm

Datos para revisión por corte:



$V_u \text{ max}$	=	12.32	kips	=	5.6	ton
$M_u @ V_u \text{ max}$	=	11.58	k-ft	=	1.61	ton-m
$\phi \text{ Shear}$	=	0.85				
Peralte efectivo, d	=	13.335	cm			
β	=	0.85				
Fuerza axial de tension, N	=	0.298	ton/m			
A_s	=	1.29	cm ²			
ϕ	=	0.9				

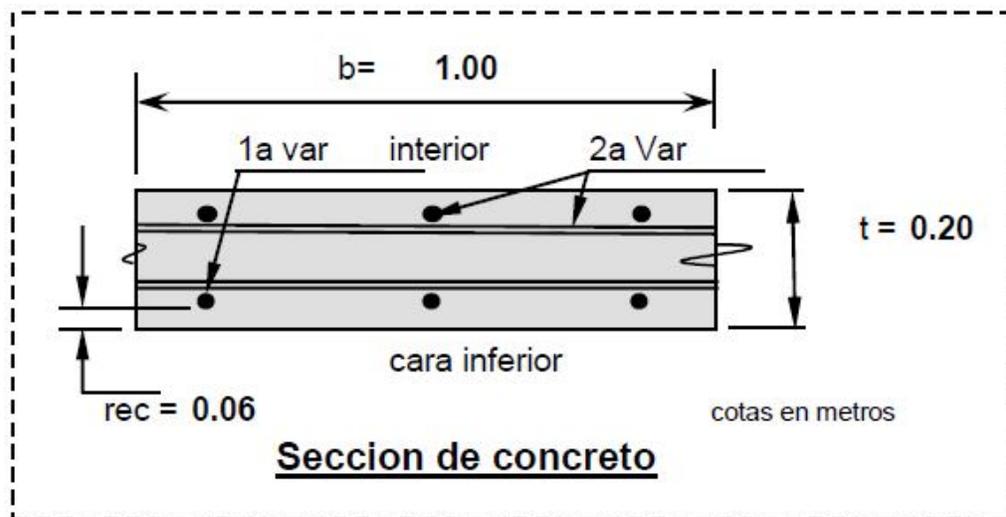


Figura 4.3. En la figura se visualiza la sección transversal propuesta de losa de fondo. Fuente: Elaboración propia.

CALCULO DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION

ϕ	=	0.9			$\phi M_n = \phi A_s \cdot F_y(d-a/2)$	
β	=	0.85			ϕM_n	= 43.481 k-ft Cumple
a	=	0.901	in	=	2.288	cm = 6.024 ton-m
Revision del Maximo Refuerzo						
ρ_{max}	=	0.02013			$A_s \text{ max}$	= 4.17 si Cumple
						26.91 cm ²



Revision de Mínimo Refuerzo					
AASHTO 5.4.2.6	fr	=	0.48	ksi	
	S	=	406.825	in ³	
AASHTO 5.7.3.3.2-1	Mcr	=	16.27	k-ft	
Mr ≥ el menor de:	1.2 x Mcr	=	19.52	k-ft	AASHTO 5.7.3.3.2 (a)
	1.33 x Mu	=	15.36	k-ft	AASHTO 5.7.3.3.2 (b)
	Mr	=	43.48	k-ft	Cumple
As por contr. y temp. As min	=		0.57	si	AASHTO 5.10.8.2
	As Prov	=	2	si	Cumple

CONTROL DE FALLA

AASHTO LRFD 5.7.3.4			
Z ₁	=	170 para condiciones de exposicion moderada	
Z ₂	=	130 para condiciones de exposicion severa	
Z ₃	=	100 para premoldeado	
Z ₄	=	155/β para moldeado en el sitio	
	=	96.221	k/in

Esfuerzo permisible en refuerzo:		Esfuerzo actual en refuerzo:	
dc	= 2.25 in	ρ	= 0.032
A	= 35.43	n	= 7.96
Z	= 170 k/in	ρn	= 0.252
		k	= 0.501
fa	= 36.148 ksi	j	= 0.833
fa	= 2532 kg/cm ²	fs	= 1.433 ksi
		fs	= 100.369 kg/cm ²
			Cumple



$$V_u > \phi V_c$$

$$\phi V_c = \phi \left[0.0676 \sqrt{f'_c} + 4.6 * \frac{A_s}{b d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right] b d_e$$

27.45	kips		
12.48	ton		Cumple

B. DISEÑO DE LOSA DE TECHO DE BOVEDA DE CONCRETO ARMADO

DATOS PARA REVISION POR FLEXION					
Momento Factorado, Mu	=	15.14	k-ft	=	2.1 ton-m
Momento de servicio, Ms	=	10.75	k-ft	=	1.49 ton-m
Resistencia a la Compresion, f'c	=	4	ksi	=	280 kg/cm ²
Resistencia de Fluencia, fy	=	59.96	ksi	=	4200 kg/cm ²
Profundidad total, t	=	9.84	in	=	0.25 m
Ancho efectivo, b	=	39.37	in	=	1 m
Tamaño de la 1ra varilla	=	#5			
Espaciamiento de la 1ra varilla	=	7.87	in	=	20 cm
Tamaño de la 2da varilla	=	#5			
Espaciamiento de la 2da varilla	=	7.9	in	=	20 cm
Espaciamiento promedio	=	7.87	in	=	20 cm
Área de la varilla de refuerzo	=	3.1	si	=	20 cm ²
Recubrimiento	=	2.36	in	=	6 cm
Profundidad efectiva, pe	=	7.17	in	=	18.21 cm



Datos para revisión por corte:

$V_u \text{ max}$	=	16.53	kips	=	7.52	ton
$M_u \text{ @ } V_u \text{ max}$	=	11.98	k-ft	=	1.66	ton-m
$\phi \text{ Shear}$	=	0.85				
Peralte efectivo, d	=	13.335	cm			
β	=	0.85				
Fuerza axial de tension, N	=	0.298	ton/m			
A_s	=	1.29	cm ²			
ϕ	=	0.9				

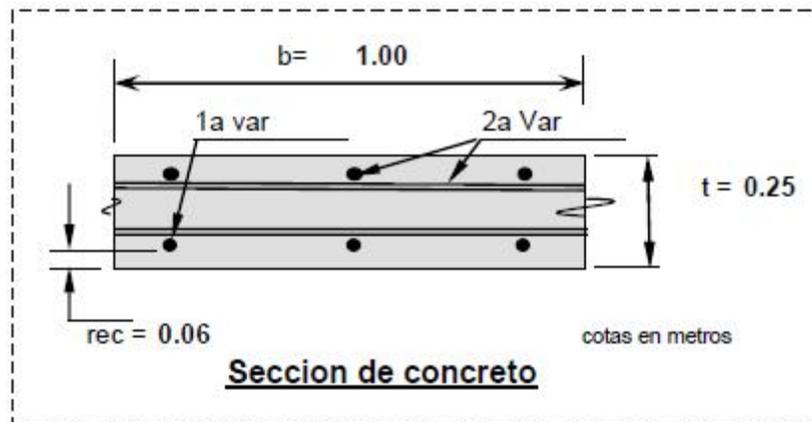


Figura 4.4. Sección transversal de losa de techo de bóveda. . Fuente: Elaboración propia.

CALCULO DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION

ϕ	=	0.9			$\phi M_n = \phi A_s \cdot F_y(d-a/2)$	
β	=	0.85			ϕM_n	= 90.241 k-ft Cumple
a	=	1.39	in	=	3.529	cm = 12.502 ton-m
Revision del Maximo Refuerzo					$A_s \text{ max}$	= 5.71 si Cumple
ρ_{max}	=	0.02013				36.83 cm ²



Revision de Mínimo Refuerzo					
AASHTO 5.4.2.6	fr	=	0.48	ksi	
	S	=	635.664	in ³	
AASHTO 5.7.3.3.2-1	Mcr	=	25.42	k-ft	
Mr ≥ el menor de:	1.2 x Mcr	=	30.5	k-ft	AASHTO 5.7.3.3.2 (a)
	1.33 x Mu	=	20.14	k-ft	AASHTO 5.7.3.3.2 (b)
	Mr	=	90.24	k-ft	Cumple
As por contr. y temp. As min		=	0.71	si	AASHTO 5.10.8.2
	As Prov	=	3.1	si	Cumple

CONTROL DE FALLA

AASHTO LRFD 5.7.3.4			
Z ₁	=	170 para condiciones de exposicion moderada	
Z ₂	=	130 para condiciones de exposicion severa	
Z ₃	=	100 para premoldeado	
Z ₄	=	155/β para moldeado en el sitio	
	=	96.221	k/in

Esfuerzo permisible en refuerzo:				Esfuerzo actual en refuerzo:			
dc	=	2.313	in	ρ	=	0.036	
A	=	36.42		n	=	7.96	
Z	=	170	k/in	ρn	=	0.287	
				k	=	0.523	
fa	=	35.977	ksi	j	=	0.826	
fa	=	2520	kg/cm ²	fs	=	7.03	ksi
				fs	=	492.41	kg/cm ²
						Cumple	



$$V_u > \phi V_c$$

$$\phi V_c = \phi \left[0.0676 \sqrt{f'_c} + 4.6 * \frac{A_s V_u d_e}{b d_e M_u} \right] b d_e =$$

42.41	kips		
19.28	ton		Cumple

C. DISEÑO DE PARED DE BOVEDA DE CONCRETO ARMADO

DATOS PARA REVISION POR FLEXION			
Momento Factorado, Mu	=	11.98	k-ft = 1.66 ton-m
Momento de servicio, Ms	=	8.5	k-ft = 1.18 ton-m
Resistencia a la Compresion, f'c	=	4	ksi = 280 kg/cm ²
Resistencia de Fluencia, fy	=	60.25	ksi = 4220 kg/cm ²
Profundidad total, t	=	7.87	in = 0.2 m
Ancho efectivo, b	=	39.37	in = 1 m
Tamaño de la 1ra varilla	=	#5	
Espaciamiento de la 1ra varilla	=	7.87	in = 20 cm
Tamaño de la 2da varilla	=	#4	
Espaciamiento de la 2da varilla	=	7.9	in = 20 cm
Espaciamiento promedio	=	7.87	in = 20 cm
Área de la varilla de refuerzo	=	2.55	si = 16.45 cm ²
Recubrimiento	=	2.36	in = 6 cm
Profundidad efectiva, pe	=	5.2	in = 13.21 cm



Datos para revisión por corte:

$V_u \text{ max}$	=	3.28	kips	=	1.49	ton
$M_u @ V_u \text{ max}$	=	11.98	k-ft	=	1.66	ton-m
$\phi \text{ Shear}$	=	0.85				
Peralte efectivo, d	=	13.335	cm			
β	=	0.85				
Fuerza axial de tension, N	=	0.298	ton/m			
A_s	=	1.29	cm ²			
ϕ	=	0.9				

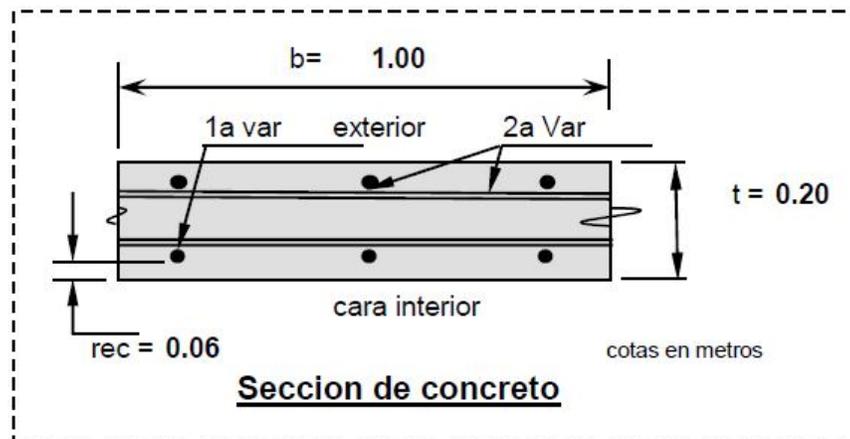


Figura 4.5. Sección transversal de losa de techo de bóveda. . Fuente: Elaboración propia.

CALCULO DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION

ϕ	=	0.9				$\phi M_n = \phi A_s \cdot F_y(d-a/2)$	
β	=	0.85				ϕM_n	= 53.291 k-ft Cumple
a	=	1.148	in	=	2.917	cm	7.383 ton-m
Revision del Maximo Refuerzo						$A_s \text{ max}$	= 4.12 si Cumple
ρ_{max}	=	0.02013					26.59 cm ²



Revision de Mínimo Refuerzo					
AASHTO 5.4.2.6	fr	=	0.48	ksi	
	S	=	406.825	in ³	
AASHTO 5.7.3.3.2-1	Mcr	=	16.27	k-ft	
Mr ≥ el menor de:	1.2 x Mcr	=	19.52	k-ft	AASHTO 5.7.3.3.2 (a)
	1.33 x Mu	=	15.94	k-ft	AASHTO 5.7.3.3.2 (b)
	Mr	=	53.29	k-ft	Cumple
As por contr. y temp. As min		=	0.57	si	AASHTO 5.10.8.2
	As Prov	=	2.55	si	Cumple

CONTROL DE FALLA

AASHTO LRFD 5.7.3.4			
Z ₁	=	170 para condiciones de exposicion moderada	
Z ₂	=	130 para condiciones de exposicion severa	
Z ₃	=	100 para premoldeado	
Z ₄	=	155/β para moldeado en el sitio	
	=	94.779	k/in

Esfuerzo permisible en refuerzo:				Esfuerzo actual en refuerzo:			
dc	=	2.313	in	ρ	=	0.041	
A	=	36.42		n	=	7.96	
Z	=	170	k/in	ρn	=	0.325	
				k	=	0.544	
fa	=	36.148	ksi	j	=	0.819	
fa	=	2532	kg/cm ²	fs	=	9.394	ksi
				fs	=	658.005	kg/cm ²
						Cumple	



$$V_u > \phi V_c$$

$$\phi V_c = \phi \left[0.0676 \sqrt{f'_c} + 4.6 * \frac{A_s}{b d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right] b d_e =$$

24.7	kips		
11.23	ton		Cumple

D. DISEÑO DE BOVEDA

CALCULO DE LA SECCION DE BOVEDA

n	=	0.011	Coficiente de rugosidad del concreto
V	=	$R^{(2/3)} * S^{(1/2)} / n$	
S	=	0.0612	pendiente media
R	=	A / Pm	
Q	=	V * A	
Q	=	38.72	m ³ /s
Ancho de tramo	=	2	m
# tramos en alcantarilla	=	1	
Ancho de alcantarilla	=	2	m
$S^{(1/2)} / n$	=	22.490	

Nivel	Area	Pm	R = A / Pm	$AR^{(2/3)}$	Q = $AR^{(2/3)} * S^{(1/2)}/n$
0	0	2	0.0000	0.0000	0.0000
0.25	0.5	2.5	0.2000	0.1710	3.8457
0.5	1	3	0.3333	0.4807	10.8119
0.75	1.5	3.5	0.4286	0.8527	19.1759
0.8	1.6	3.6	0.4444	0.9318	20.9563
1	2	4	0.5000	1.2599	28.3352
1.25	2.5	4.5	0.5556	1.6895	37.9963
1.5	3	5	0.6000	2.1341	47.9960
1.75	3.5	5.5	0.6364	2.5894	58.2355
2	4	6	0.6667	3.0528	68.6513

Para un caudal de: 38.72 m³/s

El nivel de aguas máximas que se obtiene es: 1.25mts



y un área hidráulica de : 2.5 m^2

Considerando un factor de seguridad de 1.2: $A h = 3 \text{ m}^2$

$h = 1.5 \text{ m}$

Presión del suelo:	Sigma suelo	
κ	i	
GammaSuelo =	1.765	Peso Volumétrico del (ton
C =	0.15	Cohesión del Suelo
Phi =	26	Angulo de fricción interna
H =	1	Altura del relleno
Ancho de tramo =	2	m
Altura de bóveda =	1.5	m
f 'c =	280	kg/cm ²
Fy =	4200	kg/cm ²
Espesor de Losa=	0.25	m
Ancho de tramo =	2	m
Altura de boveda =	1.5	m
f 'c =	280	kg/cm ²
Fy =	4200	kg/cm ²
Espesor de Losa=	0.25	m

BOVEDA CAJON

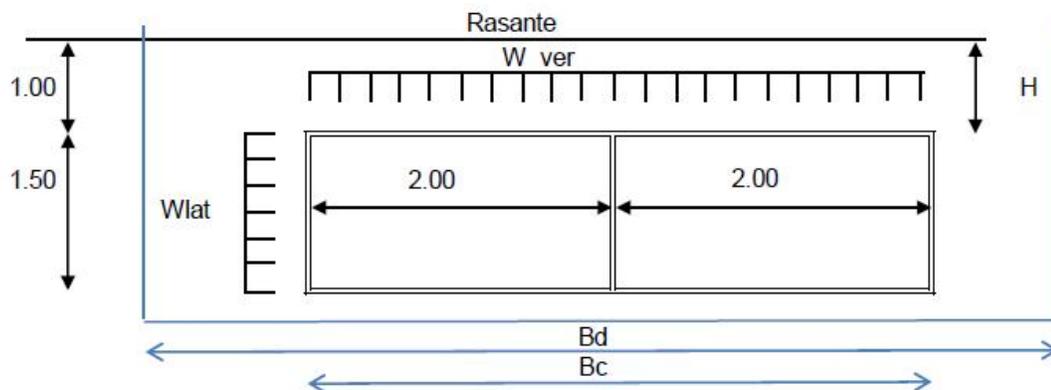


Figura 4.6. Sección transversal de la bóveda cajón. . Fuente: Elaboración propia.



CARGA MUERTA

	g	=	9.81			
	Bc	=	2			
	Bd	=	2.6			
	H	=	1	(30 cms libres por lado)	AASHTO 12.6.6.2	
	H/Bd	=	0.384615			
	k _u	=	0.192			
	Cd	=	0.358			
	Ft	=	1.208			
	Fe	=	1.1			
	Ft	=	1.1	mínimo entre Fe y Ft		
	We	=	3.883	ton/m no mayorada	AASHTO 3.6.2.2	

Sigma Suelo	=	1941.5	kg/m ²	Presion del prisma en el techo de la boveda
Factor de Carga Tau	=	1.35		AASHTO 3.4 RESISTENCIA I
Carga Rectangular Uniforme				
W ver	=	2.621	kg/m	Mayorada
Presion Lateral				
Ka	=	0.39		
W lat	=	1.023		

Carga Muerta debido al peso propio				
Considerando un espesor de losa densa de	=	0.25	m	
Largo de diseño de boveda	=	1	m	
Corresponde a un peso por metro de	=	600	kg/m	
Carga Muerta Total, W cm	=	2542	kg/m	
Momento por carga muerta, M cm	=	1017	ton-m/m	



CARGA VIVA			
Carga de rueda, Q	=	0.6	ton
Área de contacto de rueda, Ar	=	1275	cm ²
Área proyectada en techo	=	0.274	m ²
Carga de trafico	=	2.189	ton/m ²
Mcv	=	0.36	ton-m/m
Momento por impacto debido al trafico			AASHTO 3.6.6.2
IM	=	0.33	
Mci	=	0.119	ton-m/m
Mu	=	1.0*(1*Mcm + 1.75*(Mcv + Mcvi))	AASHTO 3.4
Mu	=	0.838	ton-m/m para RESISTENCIA I
Ms	=	0.479	ton-m/m para SERVICIO I

CARGA SISMICAS			
W sis	=	0.1* Wcm	= 254.15 kg/m Carga uniforme la teral: W sis
Wu		= 7635.386	kg/m AASHTO 3.4
Ws		= 5452.292	kg/m

Acciones Internas de Diseño por Resistencia I

	Axial	Corte	Flexión
1-2	0.000	0.000	-0.208
1-3	-7.635	-1.047	0.208
2-1	0.000	0.000	0.208
2-4	-7.635	1.047	-0.208
3-1	-7.635	-1.514	1.686
3-4	-1.514	7.635	-1.686
4-2	-7.635	1.514	-1.686
4-3	-1.514	-7.635	1.686



Acciones Internas de Diseño por Servicio I

	Axial	Corte	Flexión
1-2	0.000	0.000	-0.149
1-3	-5.452	-0.748	0.149
2-1	0.000	0.000	0.149
2-4	-5.452	0.748	-0.149
3-1	-5.452	-1.081	1.204
3-4	-1.081	5.452	-1.204
4-2	-5.452	1.081	-1.204
4-3	-1.081	-5.452	1.204

ACCIONES ULTIMAS					
	Mu+	Mu-	Vu	Axial	Long
LOSA	2.132	-1.686	7.635		2
PARED	0.585	-1.686	1.514	-7.635	1.5
FUNDACION	0	-0.208	0.000		2

LOSA					
	0	0.5	1	1.5	2
X	0	0.5	1	1.5	2
Vu	7.635	3.818	0.000	-3.818	-7.635
Mu	-1.686	1.177	2.132	1.177	-1.686

PARED					
	0	0.375	0.75	1.125	1.5
X	0	0.375	0.75	1.125	1.5
Vu	1.514	1.514	1.514	1.514	1.514
Mu	-1.686	-1.118	-0.551	0.017	0.585

FUNDACION					
	0	0.5	1	1.5	2
X	0	0.5	1	1.5	2
Vu	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mu	-0.208	-0.208	-0.208	-0.208	-0.208

ACCIONES DE SERVICIO					
	Mu+	Mu-	Vu	Axial	Long
LOSA	1.522	-1.204	5.452		2
PARED	0.417	-1.204	1.081	-5.452	1.5
FUNDACION	0	-0.149	0.000		2



DISEÑO DE LOSA BIDIRECCIONAL DENSA DE TECHO

Ln	=	2	metros
Peralte mínimo de losa			
h min = ln / 24	=	0.083	metros
por tanto h	=	0.25	metros
Carga Muerta:			
Wu	=	7635.4	kg/m

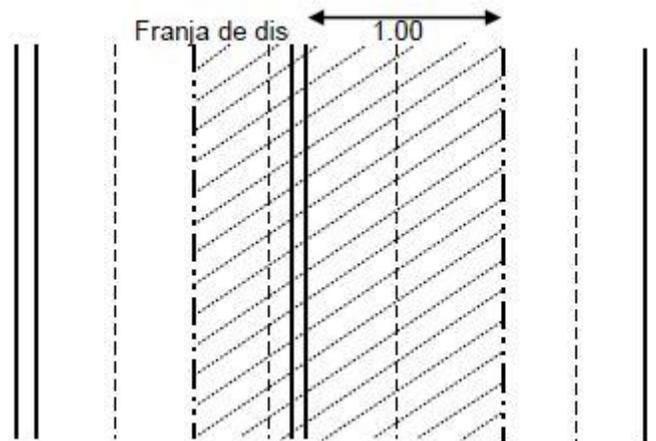


Figura 4.7. Planta donde se muestra el ancho de diseño para la obra hidráulica. . Fuente: Elaboración propia.

La sección crítica para cortante en una dirección a Ancho= 0.875 mts

Vu	=	7635.3856	kg
d (aprox.)	=	0.175	mts
Vc= 0.53*sqrt (f'c*b*d)	=	15520.043	kg
PHI*Vc	=	13192.037	kg
PHI*Vc > Vu			Satisface



PROPORCIONAMIENTO DEL REFUERZO

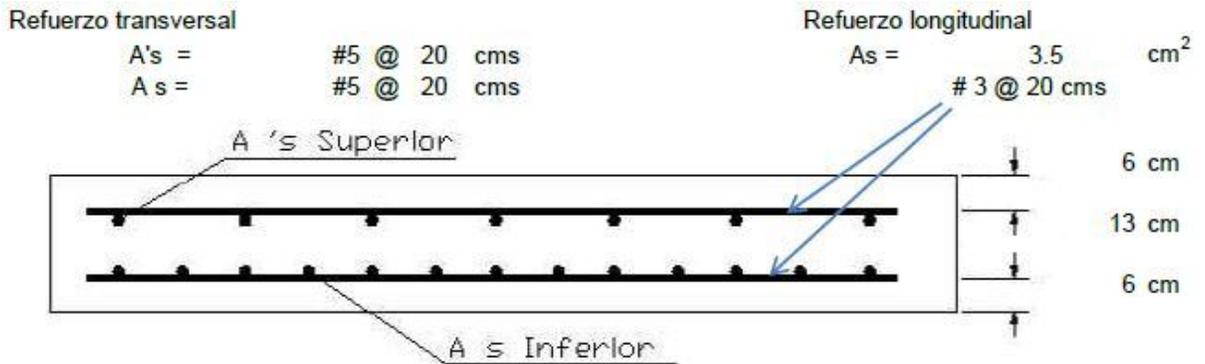


Figura 4.8. Sección Transversal de losa bidireccional densa de techo. Fuente: Elaboración propia.

Refuerzo longitudinal

$A_s = 4 \text{ cm}^2$
 $\#3 @ 15 \text{ cms}$

DISEÑO DE PARED			
Accion flexionante (+)	=	0.585	ton-m
Accion flexionante (-)	=	-1.686	ton-m
Accion Cortante	=	1.514	ton Satisface
Accion Axial	=	-7.635	ton
Considerando una pared de concreto armado de			
t	=	0.2	mts
rec	=	6	cm
Se recomienda emplear:			
A's	=	#5 @ 20 cms	
A_s	=	#4 @ 20 cms	
Refuerzo Longitudinal			
A_s	=	4	cm ²
		#3 @ 15 cm	

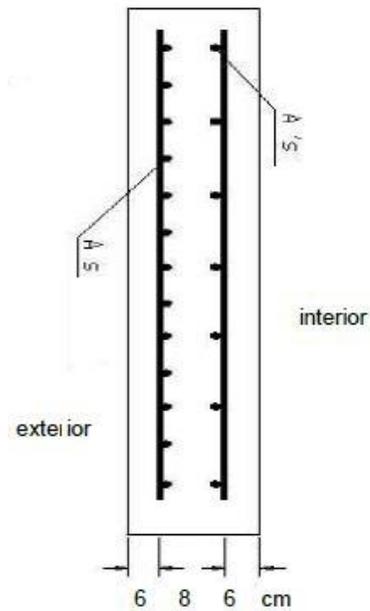


Figura 4.9. Sección Transversal del diseño de Pared de Bóveda de Cajón. Fuente: Elaboración propia.

DISEÑO DE LOSA DE FUNDACION			
Peso Propio de la Boveda			
Peso de paredes	=	0.72	ton/m
Peso de losa	=	0.6	ton/m
Peso de fundacion	=	0.48	ton/m
Peso liquido dentro de la bovedad			
Peso liquido	=	1.5	ton/m
Sobrecarga Neta	=	2.542	ton/m
Carga Total	=	5.842	ton/m



Accion flexionante (+)	=	1.669	ton-m	
Accion flexionante (-)	=	-1.669	ton-m	
Accion Cortante	=	5.842	ton	
Considerando un espesor de losa de concreto armado				
	t	=	0.2	metros
	d	=	0.125	metros
Ancho de Corte $(L_n - 2*d) / 2 = 0.88$ metros				
	Vu	=	5.111	ton/m
Vc = $0.53*\sqrt{f'c*b*d}$	=	11.086	ton/m	
PHI*Vc	=	9.423	ton/m	
PHI*Vc > Vu				Satisface

Se recomienda emplear:			
	A's	=	#4 @ 20 cms
	As	=	#4 @ 20 cms
Refuerzo Longitudinal			
	As	=	4 cm ²
			#3 @ 15 cms

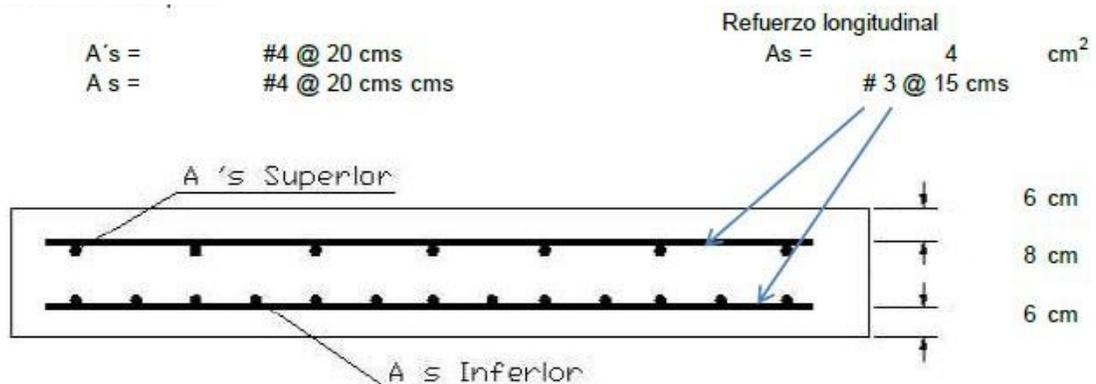


Figura 4.10. Sección Transversal de Losa de Fundación. Fuente: Elaboración propia.



4.4.2. PRESUPUESTO DE OBRAS HIDRÁULICAS PRINCIPALES

PRESUPUESTO DE CAJA EN ESTACIÓN 0+119.63

PRESUPUESTO DE LA EXCAVACIÓN.

La cantidad de obra en la partida de excavación masiva para el proyecto es de: 102.25 m³ de suelo existente en el lugar.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	excavación en zona de estudio			
partida:	terraceria			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
Gasolina regular	gal	75.00	\$3.38	\$253.50
			SUB-TOTAL	\$253.50
EQUIPO				
herrami. (1 % C Mat.)	SG	1.00		\$2.53
Retroexcavadora	Dia	0.31	30/Dia	\$9.30
			SUB-TOTAL	\$11.83
MANO DE OBRA				
1 Operario	Dia	1.00	\$11.66	\$11.66
1 Auxiliar	Dia	1.00	\$9.49	\$9.49
			SUB -TOTAL	\$21.15
			TOTAL EXCAVACION \$	\$286.48

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Rendimiento de retroexcavadora: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado a 2010.



PRESUPUESTO PARA COMPACTACIÓN.

La cantidad de obra en la partida de compactación para el proyecto es de: 62.4 M³

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Compactación en zona de estudio			
partida:	terraceria			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	CU	COSTO
Suelo Fundacion S.	m3	62.40	\$3.00	\$187.20
gasolina	gal	3.10	\$3.38	\$10.48
			SUB TOTAL	\$197.68
EQUIPO				
herrami (1% C mat.)	SG	1.00		\$1.98
Bailarina	dia	5.00	\$30.00	\$150.00
			SUB TOTAL	\$151.98
MANO DE OBRA				
Albañil	dia	5.00	\$11.66	\$58.30
auxiliar	dia	5.00	\$9.49	\$47.45
			SUB TOTAL	\$105.75
			COSTO TOTAL COMPACTACION	\$455.40

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Rendimiento de bailarina: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado a 2010.



PRESUPUESTO PARA DESALOJO.

La cantidad de obra en la partida de desalojo para el proyecto es de: 53.82 m³.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Desalojo de suelo inadecuado			
partida:	Desalojo			
Ing calculó:				
EQUIPO				
camión de carga	m3	53.82	\$3.00	\$161.46
			SUB TOTAL	\$161.46
MANO DE OBRA				
1 motorista	Dia	1.00	\$11.66	\$11.66
1 Auxiliar	Dia	1.00	\$9.49	\$9.49
			SUB -TOTAL	\$21.15
			TOTAL DESALOJO \$	\$182.61

- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado a 2010.



PRESUPUESTO PARA TRAZO

La cantidad de obra en la partida de trazo para el proyecto es de: 33.6 m²

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	trazo para construcción de muros y disipadores			
partida:	Trazo			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
costanera	Vr	50.00	\$0.87	\$43.50
regla pacha	Vr	15.00	\$0.65	\$9.75
cordel	U	3.00	\$1.13	\$3.39
clavos 2''	lb	1.00	\$1.00	\$1.00
		SUB TOTAL	\$	\$57.64
EQUIPO				
herrami (1% C mat.)	SG	1.00		\$0.58
			SUB TOTAL	\$0.58
MANO DE OBRA				
1 albañil	Dia	1.00	\$11.66	\$11.66
1 Auxiliar	Dia	1.00	\$9.49	\$9.49
			SUB -TOTAL	\$21.15
			TOTAL TRAZO \$	\$79.37

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.
- Para cálculos de rendimiento y cantidad de materiales se utilizó el manual del constructor.



ENCOFRADO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL

El encofrado para el concreto estructural es de material de aluminio el cual se alquiló para ejecutar dicha partida.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	encofrado losa y paredes de caja est. 0+119			
partida:	encofrado losa			
Ing calculó:				
MATERIAL	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
Formaletas 1 X 0.5	U	156.00	\$0.75	\$117.00
Puntales	U	56.00	\$0.50	\$27.72
vigas extensibles	U	48.00	\$3.62	\$173.52
		SUB TOTAL		\$318.24
		TOTAL ENCONFRADO		\$318.24

- Los precios de encofrado se cotizaron en ARRECONSA, incluye instalación.



PRESUPUESTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL LOSA SUPERIOR.

La cantidad de obra a realizar en la partida de concreto estructural para losa superior es de: 6.9m³.

PRESUPUESTO				
Proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento			
Elemento:	Losa superior			
Partida:	Concreto estructural			
Ing calculó:				
Material	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
grava	m3	4.17	\$2.00	\$8.34
Arena	m3	4.01	\$30.00	\$120.30
Cemento	Bolsa	87.00	\$7.00	\$609.00
Agua	Litro	1559.40	\$0.01	\$7.80
Ho # 5 @ 20 cm	qq	13.00	\$62.00	\$806.00
Ho # 3 @ 20 cm	qq	60.00	\$62.00	\$3,720.00
alambre negro #5	lb	102.00	\$0.75	\$76.50
			SUB TOTAL	\$745.44
EQUIPO				
herramientas (1% C	SG	1.00		\$7.45
trompo para concreto	m3	6.90	\$180.00	\$1,242.00
			SUB TOTAL	\$1,249.45
MANO DE OBRA				
Armador	qq	13.00	\$11.66	\$151.58
1 Albañil	día	1.00	\$11.66	\$23.32
2 Auxiliar	día	1.00	\$9.49	\$18.98
			SUB TOTAL:	\$42.30
			TOTAL EN CONCRETO	\$2,037.19

- Costo de trompo concretero: \$180/m³ cotizado a empresas concreteras.
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL LOSA INFERIOR.

La cantidad de obra a realizar en la partida de concreto estructural para losa inferior es de: 5.52m³.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento			
elemento:	losa inferior			
partida:	concreto estructural			
Ing calculó:				
Material	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
grava	m3	3.34	\$2.00	\$6.68
Arena	m3	3.21	\$30.00	\$96.30
Cemento	Bolsa	70.00	\$7.00	\$490.00
Agua	Litro	1247.52	\$0.01	\$6.24
Ho # 4 @ 20 cm	qq	8.00	\$62.00	\$496.00
Ho # 3 @ 20 cm	qq	5.00	\$62.00	\$310.00
alambre negro #5	lb	78.00	\$1.00	\$78.00
SUB TOTAL				\$1,483.22
EQUIPO				
herramientas (1% C	SG	1.00		\$14.83
trompo para concreto	m3	5.52	\$180.00	\$993.60
SUB TOTAL				\$1,008.43
MANO DE OBRA				
Armador	dia	8.00	\$11.66	\$93.28
1Albañil	día	1.00	\$11.66	\$23.32
2 Auxiliar	día	1.00	\$9.49	\$18.98
SUB TOTAL:				\$42.30
TOTAL EN CONCRETO			\$	\$2,533.95

- Rendimiento de trompo de concreto: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA CONCRETO PAREDES DE LA CAJA.

La cantidad de obra a realizar en la partida de concreto estructural para paredes de la caja es de: 5.4m³

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	paredes de la caja			
partida:	concreto estructural			
Ing calculó:				
MATERIAL	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
grava	m3	3.34	\$2.00	\$6.68
Arena	m3	3.21	\$30.00	\$96.30
Cemento	Bolsa	70.00	\$7.00	\$490.00
Agua	Litro	1247.52	\$0.01	\$6.24
Ho # 4 @ 20 cm	qq	8.00	\$62.00	\$496.00
Ho # 3 @ 20 cm	qq	5.00	\$62.00	\$310.00
alambre negro #5	lb	78.00	\$1.00	\$78.00
		SUB TOTAL		\$1,483.22
EQUIPO				
herrami. (1% C mat.)	SG	\$1.00		\$14.83
trompo para concreto	m3	\$4.00	\$180.00	\$720.00
		SUB TOTAL		\$734.83
MANO DE OBRA				
Armador	qq	\$6.00	\$11.66	\$69.96
1Albañil	día	\$1.00	\$11.66	\$23.32
2 Auxiliar	día	\$1.00	\$9.49	\$18.98
		SUB TOTAL:		\$42.30
TOTAL EN CONCRETO PAREDES				\$2,260.35

- Costo de trompo de concreto: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA DEMOLICIÓN

La cantidad de obra a realizar en la partida para demolición es de: 4 m³.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento			
elemento:	Demolición			
partida:	Demolición			
Ing calculó:				
Material	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
Regular	gl	\$5.00	\$3.38	\$16.90
		SUB TOTAL		\$16.90
EQUIPO				
herrami (1% C mat.)	SG	\$1.00		\$0.17
retroexcavadora	día	\$4.00	\$180.00	\$720.00
		SUB TOTAL		\$720.17
MANO DE OBRA				
1 Albañil	día	1.00	\$11.66	\$23.32
2 Auxiliar	día	1.00	\$9.49	\$18.98
		SUB TOTAL:		\$42.30
		TOTAL EN DEMOLICION. \$		\$779.37

Rendimiento de trompo de concreto: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"

- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO GLOBAL DE BOVEDA CAJON EN ESTACION 0+119.63

PROYECTO: "Diseño de Obras Hidráulicas para mitigar el desbordamiento de la escorrentía superficial, Turín, Depto. Ahuachapán."						
ITEM	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
A	TERRACERIA					\$741.20
	Excavacion	102.25	M ³	\$2.80	\$286.30	
	Compactación	62.40	M ³	\$7.29	\$454.90	
B	DESALOJO					\$182.45
	Desalojo de suelo inadecuado	53.82	M ³	\$3.39	\$182.45	
C	DEMOLICION					\$779.36
	Demolición	4.00	M ³	\$194.84	\$779.36	
D	TRAZO Y NIVELACION					\$79.30
	Trazo	33.600	M ²	\$2.36	\$79.30	
E	CONCRETO ESTRUCTURAL					\$6,831.42
	losa superior	6.90	M ³	\$295.24	\$2,037.18	
	losa inferior	5.52	M ³	\$459.04	\$2,533.90	
	paredes concreto	5.40	M ³	\$418.58	\$2,260.33	
	COSTO DIRECTO				\$8,613.72	\$8,613.72
	COSTO INDIRECTO	33% CD				\$2,842.53
	COSTO TOTAL (INCLUYE IVA)					\$12,945.56
TOTAL EN OBRA PRINCIPAL						\$12,945.56



PRESUPUESTO BOVEDA DE CAJON EN ESTACIÓN 0+00
PRESUPUESTO DE LA EXCAVACIÓN.

La cantidad de obra en la partida de excavación masiva para el proyecto es de: 127.04 m³ de suelo existente en el lugar.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	excavación en zona de estudio			
partida:	terraceria			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
Gasolina regular	gal	10.00	\$3.38	\$33.80
			SUB-TOTAL	\$33.80
EQUIPO				
herrami. (1 % C Mat.)	SG	1.00		\$0.34
Retroexcavadora	Dia	2.00	\$30.00	\$60.00
			SUB-TOTAL	\$60.34
MANO DE OBRA				
1 Operario	Dia	2.00	11.66	\$23.32
1 Auxiliar	Dia	2.00	9.49	\$18.98
			SUB -TOTAL	\$42.30
			TOTAL EXCAVACION \$	136.438

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Rendimiento de retroexcavadora: 320 m³/h Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA COMPACTACIÓN.

La cantidad de obra en la partida de compactación para el proyecto es de:

138.245 m³ de suelo fundación San Salvador.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Compactación en zona de estudio			
partida:	terraceria			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD	CANTIDAD	CU	COSTO
Suelo Fundacion S.s	m3	231.88	\$3.00	\$695.64
suelo selecto	m3	814.22	\$3.00	\$2,442.66
gasolina	gal	51.89	\$3.38	\$175.39
			SUB TOTAL	\$3,313.69
EQUIPO				
herrami (1% C mat.)	SG	1.00		\$33.14
Bailarina	dia	1.00	\$30.00	\$30.00
			SUB TOTAL	\$63.14
MANO DE OBRA				
Albañil	dia	74.70	\$11.66	\$871.00
auxiliar	dia	74.70	\$9.49	\$708.90
			SUB TOTAL	\$1,579.91
			COSTO TOTAL COMPACTACION	\$4,956.73

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Rendimiento de bailarina: 1.75 m³/h. Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA TRAZO

La cantidad de obra en la partida de trazo para el proyecto es de: 58.56 m²

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Trazo para construcción de caja			
partida:	Trazo			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
costanera	Vr	11.00	\$0.87	\$9.57
regla pacha	Vr	6.00	\$0.65	\$3.90
cordel	U	3.00	\$1.13	\$3.39
clavos 2''	lb	1.00	\$1.00	\$1.00
		SUB TOTAL	\$	\$17.86
EQUIPO				
herrami (1% C mat.)	SG	1.00		\$0.18
			SUB TOTAL	\$0.18
MANO DE OBRA				
1 albañil	Dia	1.00	\$11.66	\$11.66
1 Auxiliar	Dia	1.00	\$9.49	\$9.49
			SUB -TOTAL	\$21.15
		TOTAL TRAZO	\$	\$39.19

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA DESALOJO

La cantidad de obra en la partida de desalojo para el proyecto es de: 25.4 m²

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Desalojo de suelo inadecuado			
partida:	Desalojo			
Ing calculó:				
EQUIPO	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
camión de carga	m3	25.40	\$3.00	\$76.20
			SUB TOTAL	\$76.20
MANO DE OBRA				
1 motorista	Dia	1.00	\$11.66	\$11.66
2 Auxiliar	Dia	1.00	\$9.49	\$18.98
			SUB -TOTAL	\$30.64
		TOTAL DESALOJO \$		\$106.84

- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



ENCOFRADO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL

El encofrado para el concreto estructural es de material de aluminio el cual se alquiló para ejecutar dicha partida.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	encofrado losa y paredes de caja est. 0+000			
partida:	encofrado losa			
Ing calculó:				
MATERIAL	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
Formaletas 1 X 0.5	U	338.00	\$0.75	\$253.50
Puntales	U	159.00	\$0.50	\$78.71
vigas extensibles	U	112.00	\$3.62	\$404.88
		SUB TOTAL		\$737.09
		TOTAL ENCONFRADO		\$737.09

- Los precios de encofrado se cotizaron en ARRECONSA, incluyen instalación.



PRESUPUESTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL LOSA INFERIOR.

La cantidad de obra a realizar en la partida de concreto estructural para losa inferior es de: 11.712m³.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento			
elemento:	losa inferior			
partida:	concreto estructural			
Ing calculó:				
MATERIAL	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
grava	m3	6.44	\$2.00	\$12.88
Arena	m3	6.20	\$30.00	\$186.00
Cemento	Bolsa	148.00	\$7.00	\$1,036.00
Agua	Litro	2646.80	\$0.01	\$13.23
Ho # 4 @ 20 cm	qq	15.10	\$62.00	\$936.20
Ho # 3 @ 20 cm	qq	5.00	\$62.00	\$310.00
alambre negro #5	lb	121.00	\$1.00	\$78.00
			SUB TOTAL	\$2,572.31
EQUIPO				
herrami (1% C mat.)	SG	1.00		\$25.72
trompo para concreto	m3	12.00	\$180.00	\$2,160.00
			SUB TOTAL	\$2,185.72
MANO DE OBRA				
Armador	día	8.00	\$11.66	\$93.28
1Albañil	día	1.00	\$11.66	\$23.32
2 Auxiliar	día	1.00	\$9.49	\$18.98
			SUB TOTAL:	\$135.58
			TOTAL EN CONCRETO	\$ 4,893.62

- Costo de trompo concretero \$180/m³, cotizado con empresas concreteras.
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA CONCRETO PAREDES DE LA CAJA.

La cantidad de obra a realizar en la partida de concreto estructural para paredes de la caja es de: 11.45m³.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	paredes de la caja			
partida:	concreto estructural			
Ing calculó:				
MATERIAL	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
grava	m3	6.30	\$2.00	\$12.60
Arena	m3	76.50	\$30.00	\$2,295.00
Cemento	Bolsa	145.00	\$7.00	\$1,015.00
Agua	Litro	2589.28	\$0.01	\$12.95
Ho # 4 @ 20 cm	qq	2.00	\$62.00	\$124.00
Ho # 3 @ 15 cm	qq	13.00	\$62.00	\$806.00
Ho # 5 @ 20 cm	qq	3.50	\$62.00	\$217.00
alambre negro #5	lb	18.50	\$1.00	\$18.50
		SUB TOTAL		\$4,501.05
EQUIPO				
herrami. (1% C mat.)	SG	1.00		\$45.01
trompo para concreto	m3	12.00	180.00	\$2,160.00
		SUB TOTAL		\$2,205.01
MANO DE OBRA				
Armador	qq	6.00	\$11.66	\$69.96
1Albañil	día	1.00	\$11.66	\$23.32
2 Auxiliar	día	1.00	\$9.49	\$18.98
		SUB TOTAL:		\$112.26
TOTAL EN CONCRETO PAREDES				\$6,818.32

- Costo de trompo concretero \$180/m³, cotizado con empresas concreteras.
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO GLOBAL DE BOVEDA CAJON EN ESTACION 0+00

PROYECTO: "Diseño de Obras Hidráulicas para mitigar el desbordamiento de la escorrentía superficial, Turín, Depto. Ahuachapán."						
ITEM	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
A	TERRACERIA					\$1,363.48
	Excavacion	127.04	M ³	\$2.80	\$355.71	
	Compactación	138.24	M ³	\$7.29	\$1,007.77	
B	DESALOJO					\$86.11
	Desalojo de suelo inadecuado	25.40	M ³	\$3.39	\$86.11	
C	TRAZO Y NIVELACION					\$138.20
	Trazo	58.560	M ²	\$2.36	\$138.20	
D	ENCOFRADO					\$737.09
	Formaletas	338.000	u	\$0.75	\$253.50	
	Puntales	159.000	u	\$0.50	\$78.71	
	vigas extensibles	112.000	u	\$3.62	\$404.88	
E	CONCRETO ESTRUCTURAL					\$15,334.72
	losa superior	14.66	M ³	\$247.08	\$3,622.19	
	losa inferior	11.71	M ³	\$417.90	\$4,894.28	
	paredes concreto	11.45	M ³	\$595.48	\$6,818.25	
	COSTO DIRECTO TOTAL				\$17,659.59	\$17,659.59
	COSTO INDIRECTO	33% CD				\$5,827.66
	COSTO TOTAL (INCLUYE IVA)					\$26,540.60
			TOTAL EN OBRA SECUNDARIA			\$26,540.60



4.5. DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN O PROTECCIÓN A PROPONER

4.5.1. DISEÑO DE MUROS DE PROTECCIÓN

Como se ha mencionado en apartados anteriores, los muros a proponer serán de dos tipos de materiales:

- Muros de Mampostería de Piedra
- Muros de Gavión

DISEÑO DE MUROS DE GAVION

Según las secciones obtenidas a través del levantamiento topográfico de la quebrada de interés, la estación más crítica, es decir, la que cuenta con el talud más alto con pendiente cero, es la estación 0+070. Ver plano topográfico Anexo A, Hoja 3/3.

Por lo tanto los muros de gavión serán diseñados para la estación crítica 0+070 y serán aplicables para las estaciones 0+060 y 0+070, ya que las demás estaciones no requieren la presencia de muros, a excepción de las estaciones 0+080, 0+090 y 0+100 que requieren otro tipo especial de obra de retención, la cual será calculada posteriormente.

Datos:

$$\gamma_{s\text{relleno}} = 1.8 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 26^\circ$$

$$\gamma_{\text{suelo de gavión}} = 1.9 \text{ ton/m}^3$$



a. Predimensionamiento

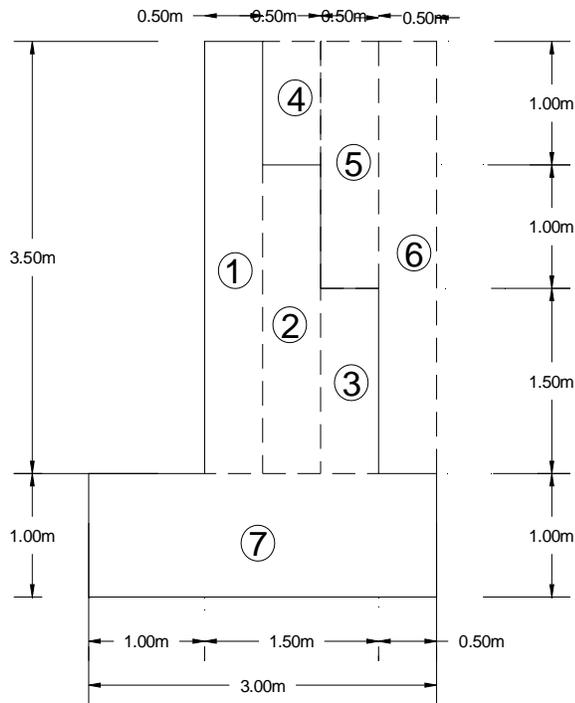


Figura 4.11. Dimensiones del muro de gavión propuesto. Fuente: Elaboración propia.

b. Estabilidad del muro

Coefficiente de presión activa

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} = \frac{1 - \text{sen}26^\circ}{1 + \text{sen}26^\circ} = 0.3905$$

Coefficiente de presión pasiva

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{1 + \text{sen}26^\circ}{1 - \text{sen}26^\circ} = 2.5611$$

Calculando los empujes pasivo y activo

Empujes activo debido a la presión de la tierra sobre el muro

$$Ea = K_a \sigma_s \frac{H^2}{2}$$

Dónde: Ea= Empuje activo



K_a = Coeficiente de presión activa

σ_s = Esfuerzo admisible en el suelo de relleno

H= Altura total del muro

$$E_a = 0.3905(1.8) \frac{(4.5)^2}{2} = 7.117 \text{ ton}$$

Empuje pasivo debido a la presión del suelo sobre el muro

$$E_p = K_p \sigma_s \frac{h_c^2}{2}$$

Dónde: E_p = Empuje pasivo

K_p = Coeficiente de presión pasiva

σ_s = Esfuerzo admisible en el suelo de relleno

h_c = Altura del relleno

$$E_p = 2.5611(1.8) \frac{(1.5)^2}{2} = 5.186 \text{ ton}$$

DISEÑO SISMICO DEL MURO

Según el Reglamento Para Diseño Sísmico de El Salvador, el Municipio de Turín se encuentra dentro de la Zona Sísmica I, por lo tanto los valores del Coeficiente de Aceleración Sísmica son los siguientes:

$$\Delta_{h \max} = 0.2$$

$$\Delta_{v \max} = 0.1$$



$$E_{DH} = \frac{3}{8} \sigma_s H^2 \Delta_{Hmax} = \frac{3}{8} (1.8)(4.5)^2 (0.2)$$

$$= 2.734 \text{ ton} \rightarrow \text{ubicada a } 0.6 \text{ de } H$$

$$E_{DV} = \frac{1}{2} \sigma_s H^2 \Delta = \frac{1}{2} (1.8)(4.5)^2 (0.1)$$

$$= 1.823 \text{ ton} \rightarrow \text{ubicada a } 0.2 \text{ del talon}$$

$$E_{ah} = E_{DV} K a = 1.823(0.3905) = 0.712 \text{ ton} \rightarrow \text{ubicada a } \frac{H}{3}$$

c. Calculo del momento resistente

CALCULO DE LOS MOMENTOS RESISTENTES DEBIDO A LAS DIFERENTES REACCIONES EN EL MURO					
ELEMENTO	AREA (M2)	σ (ton/m2)	PESO (ton)	BRAZO (m)	Mr
1.00	1.75	1.90	3.33	1.25	4.16
2.00	1.25	1.90	2.38	1.75	4.16
3.00	0.75	1.90	1.43	2.25	3.21
4.00	0.50	1.80	0.90	1.75	1.58
5.00	1.00	1.80	1.80	2.25	4.05
6.00	1.75	1.80	3.15	2.75	8.66
7.00	3.00	1.90	5.70	1.50	8.55
TOTALES			W= 18.675		Mr= 34.36

d. Calculo del momento de volteo

$$M_V = E_a \left(\frac{H}{3} \right) + E_{ah} \left(\frac{H}{3} \right) + E_{DH} (0.6H) + E_P \left(\frac{h'}{3} \right)$$

$$M_V = 7.117 \left(\frac{4.5}{3} \right) + 0.712 \left(\frac{4.5}{3} \right) + 2.734(0.6 \times 4.5) - 5.186 \left(\frac{1.5}{3} \right)$$

$$M_V = 10.676 + 1.068 + 7.3818 - 2.593$$

$$M_V = 16.533 \text{ Ton.m}$$



i) Revisión por volteo

$$fsv = \frac{M_R}{M_V} \geq 1.5$$

$$fsv = \frac{34.36}{16.533} = 2.08 \geq 1.5 \quad OK!$$

ii) Revisión por deslizamiento

$$\theta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}(26^\circ)$$

$$fr = 0.9 \tan \theta (W_T) = 0.9 (\tan(17.33^\circ))(18.675) = 5.246 \text{ ton}$$

$$f_{sd} = \frac{(fr + Ep)}{Ea} = \frac{5.246 + 5.186}{7.117} = 1.47 \approx 1.5 \geq 1.5 \quad OK!$$

iii) Revisión por hundimiento o falla del suelo

Posición de la resultante

$$X_A = \frac{M_V - M_R}{W} = \frac{34.36 - 16.533}{18.675} = 0.955 \approx 1m$$

$$\frac{B}{3} < x \leq \frac{2B}{3}$$

$$\frac{3}{3} \leq 1 \leq \frac{2(3)}{3} \quad OK!$$

Excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - X_A = \frac{3}{2} - 1 = 0.5m$$

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$0.5 \leq \frac{3}{6} \quad 0.5 \leq 0.5 \quad OK!$$

Esfuerzos Máximos y Mínimos:

$$\sigma_1 = \frac{W_T}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{18.675}{3} \left(1 + \frac{6(0.5)}{3}\right) = 12.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



$$\sigma_2 = \frac{W_T}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{18.675}{3} \left(1 - \frac{6(0.5)}{3}\right) = 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Con base en el cálculo anterior, se puede notar que el esfuerzo máximo al que el suelo será sometido debido al peso del muro y a las distintas fuerzas que en él actúan es de: 12.45 ton/m². Siendo este esfuerzo mucho menor al esfuerzo que el suelo puede soportar, el cual es de 18 ton/m². Por consiguiente, la estructura no fallará.

DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA

Los muros a diseñar de este material serán los correspondientes para el rango de estaciones desde la estación 0+080 hasta la estación 0+100. Dicho rango de estaciones corresponde a la parte de la quebrada en donde el empuje de la tierra es mayor debido a la alta pendiente del terreno natural existente.

Por lo tanto para realizar el diseño de este tipo de muro se tomará en cuenta el ángulo máximo y la altura mayor del terraplén, asegurando con esto, el correcto funcionamiento del muro para las demás estaciones antes mencionadas.

El diseño será realizado con la estación 0+090, que como anteriormente se mencionó es la estación que cuenta con la sección mas crítica; ya que el ángulo formado por el terraplén con respecto a la horizontal es de 39.22° y la diferencia de elevación entre la parte superior del eje de la quebrada y la calle es de 8 metros. Ver plano topográfico Anexo A, Hoja 1/3 y 3/3.

NOMENCLATURA.

i = *Angulo formado entre el terreno natural y la horizontal*

$\gamma_{S.Selecto}$ = *Peso especifico del suelo de relleno.*

$\gamma_{Mamposteria}$ = *Peso especifico de la mamposteria de piedra*



φ = *Angulo de fricción interna del suelo*

B = *Ancho de la base del muro*

DATOS.

$$i = 39.22^\circ$$

$$\gamma_{S.Selecto} = 1.8 \text{ ton}/m^3$$

$$\gamma_{Mamposteria} = 2.2 \text{ ton}/m^3$$

$$\varphi = 26^\circ$$

$$B = 4.5 \text{ metros}$$

ANALISIS:

Para poder hacer el diseño de un muro sometido a presión de tierra con un ángulo con respecto a la horizontal "i", es preciso saber que dicho ángulo no puede ser mayor que el ángulo de fricción interna " φ ", por lo tanto para poder realizar el diseño de este tipo de muro en la quebrada que concierne a este estudio, se deberá rellenar el talud hasta alcanzar un ángulo menor que el de fricción interna.

Por lo tanto el relleno a realizar, se muestra en el plano topográfico Hoja 3/3, estación 0+090. Con base en este plano se puede determinar el nuevo valor del ángulo "i", el cual es de 25°.

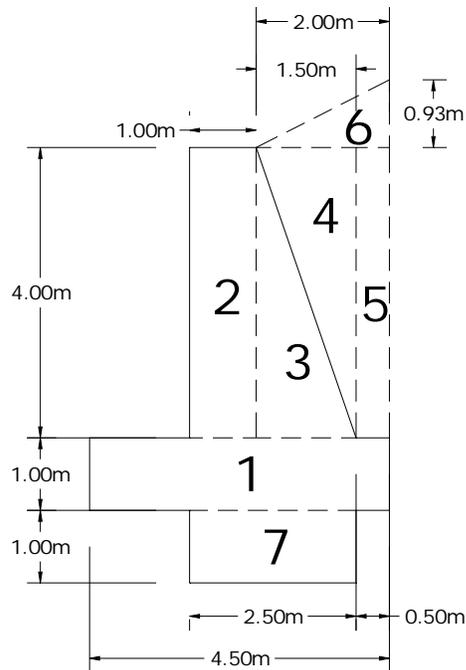


Figura 4.12. Dimensiones del muro de mampostería propuesto. Fuente: Elaboración propia.

PROCEDIMIENTO

a. Encontrando h'' :

$$h'' = 2 \tan (25^\circ)$$

$$h'' = 0.933 \text{ metros}$$

b. Determinación de altura máxima.

$$H_T = 0.933 \text{ m} + 5 \text{ m}$$

$$H_T = 5.933 \text{ metros}$$

c. Determinación de Empuje Pasivo (E_p) y Empuje Activo (E_a)

El Empuje Pasivo es calculado a través de la siguiente fórmula:



$$E_p = \frac{\gamma_{ss} * h_c^2}{2} * \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)}$$

Sustituyendo:

$$E_p = \frac{1.8 * 2.8^2}{2} * \frac{1 + \text{sen}(26^\circ)}{1 - \text{sen}(26^\circ)}$$

$$E_p = 18.07 \text{ ton}$$

Dicha fuerza actúa a una altura de un tercio de h_c medido desde la base del talón del muro.

En el Empuje Activo debe ser tomado en cuenta la pendiente del talud que llega al muro que se encuentra diseñando, dicho Empuje es calculado por la formula siguiente:

$$E_A = \frac{\gamma_{ss} * H_T^2}{2} \cos^2(i) * \frac{\cos(i) - \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\varphi)}}{\cos(i) + \sqrt{\cos^2(i) - \cos^2(\varphi)}}$$

$$E_A = \frac{1.8 * 5.933^2}{2} \cos^2(25^\circ) * \frac{\cos(25^\circ) - \sqrt{\cos^2(25^\circ) - \cos^2(26^\circ)}}{\cos(25^\circ) + \sqrt{\cos^2(25^\circ) - \cos^2(26^\circ)}}$$

$$E_A = 20.096 \text{ ton}$$

El E_p actúa a una altura de un tercio de H_T medido desde la base del talón del muro.



d. Calculo de Fuerzas Sísmicas.

Según el Reglamento Para Diseño Sísmico de El Salvador, el Municipio de Turín se encuentra dentro de la Zona Sísmica I, por lo tanto los valores del Coeficiente de Aceleración Sísmica son los siguientes:

$$\Delta_{h \max} = 0.2$$

$$\Delta_{v \max} = 0.1$$

Calculando Empuje Horizontal:

$$E_{DH} = \frac{3}{8} * \gamma_{SS} * H_T^2 * \Delta_{H \max}$$

$$E_{DH} = \frac{3}{8} * 1.8 * 5.933^2 * 0.2$$

$$E_{DH} = 4.752 \text{ ton}$$

Fuerza ubicada a 0.6 H_T .

Calculo de Empuje Vertical:

$$E_{DV} = \frac{1}{2} * \gamma_{SS} * H_T^2 * \Delta_{V \max}$$

$$E_{DV} = \frac{1}{2} * 1.8 * 5.933^2 * 0.1$$

$$E_{DV} = 3.168 \text{ ton}$$

Convirtiendo Empuje Vertical a Horizontal:

$$E_{ah} = E_{DV} * \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)}$$

$$E_{ah} = 3.168 * \frac{1 - \text{sen}(26^\circ)}{1 + \text{sen}(26^\circ)}$$



$$E_{ah} = 1.237 \text{ ton}$$

Fuerza ubicada a un tercio de la altura del muro, medida desde la parte inferior del talón de éste.

e. Calculo del Momento de Volteo (M_v)

Para calcular el Momento de Volteo se realiza una sumatoria de Momentos con Respecto al punto "o", de la siguiente forma:

$$M_V = \left[E_a * \frac{H_T}{3} \right] + [E_{DH} * 0.6(H_T)] + \left[E_{ah} * \frac{H_T}{3} \right] - \left[E_P * \frac{h_C}{3} \right]$$

$$M_V = \left[20.096 * \frac{5.933}{3} \right] + [4.752 * 0.6(5.933)] + \left[1.237 * \frac{5.933}{3} \right] - \left[18.07 * \frac{2.8}{3} \right]$$

$$M_V = [39.743] + [16.916] + [2.446] - [16.86]$$

$$M_V = 42.245 \text{ ton.m}$$

f. Calculo del Momento Resistente

Elemento	Área (m ²)	γ (ton/m ³)	Peso (ton/m)	Brazo (m)	Mr
1	4.50	2.2	9.90	2.25	22.28
2	4.00	2.2	8.80	2.00	17.60
3	3.00	2.2	6.60	3.00	19.80
4	3.00	1.8	5.40	3.50	18.90
5	2.00	1.8	3.60	4.25	15.30
6	0.93	1.8	1.68	3.83	6.44
7	2.50	2.2	5.50	2.75	15.13
		Wt=	41.48	Mr=	115.44

$$M_R = 115.44 \text{ ton.m}$$



g. Revisión por Volteo

$$f_{SV} = \frac{M_R}{M_V} \geq 1.5$$

$$f_{SV} = \frac{115.44 \text{ ton. m}}{42.24 \text{ ton. m}} \geq 1.5$$

$$f_{SV} = 2.73 \geq 1.5$$

Debido a que el factor de seguridad por volteo es mayor que 1.5, la estructura soportará las cargas de tierra a las que está sometida.

h. Revisión por deslizamiento

- Encontrando Fuerza de Fricción.

$$f_r = W_T * 0.9 \tan (\theta)$$

Donde:

$$\theta = \frac{2}{3} \varphi$$

$$\theta = \frac{2}{3} * 26^\circ = 17.33^\circ$$

$$f_r = 41.48 * 0.9 \tan (17.33^\circ)$$

$$f_r = 11.65 \text{ ton}$$

- Cálculo del Factor de Seguridad por Deslizamiento

$$f_{SD} = \frac{f_r + E_p}{E_a} \geq 1.5$$

$$f_{SD} = \frac{11.65 + 18.07}{20.096} \geq 1.5$$



$$f_{SD} = 1.5 \geq 1.5$$

i. Revisión por Hundimiento o Falla del Suelo

- Cálculo de X_A

$$X_A = \frac{M_R - M_V}{W_T}$$

$$X_A = \frac{115.44 - 42.245}{41.48}$$

$$X_A = 1.76$$

X_A debe de variar en el siguiente rango:

$$\frac{B}{3} \leq X_A \leq \frac{2B}{3}$$

Sustituyendo:

$$\frac{4.5}{3} \leq X_A \leq \frac{2 * 4.5}{3}$$

$$1.5 \leq 1.76 \leq 3$$

CUMPLE

- Determinación de la Excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - X_A < \frac{B}{6}$$

$$e = \frac{4.5}{2} - 1.76 < \frac{4.5}{6}$$

$$e = 0.49 < 0.75$$

- Calculo de Esfuerzos Máximos y Mínimos



Esfuerzo Máximo:

$$\sigma_{max} = \frac{W_T}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{41.48}{4.5} * \left(1 + \frac{6 * 0.49}{4.5}\right)$$

$$\sigma_{max} = 15.24 \text{ ton}/m^2$$

Esfuerzo mínimo:

$$\sigma_{min} = \frac{W_T}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{41.48}{4.5} * \left(1 - \frac{6 * 0.49}{4.5}\right)$$

$$\sigma_{min} = 3.195 \text{ ton}/m^2$$

El esfuerzo admisible del suelo encontrado en sitio de interés es de 18 ton/m², siendo éste mayor que el esfuerzo máximo al cual el suelo estará sometido debido al peso del muro y a las fuerzas actuantes en él. Por lo tanto el muro cumple en revisión por hundimiento o falla del suelo.

Debido a la impermeabilidad que posee el muro de mampostería de piedra, se vuelve necesario la implementación de barbacanas para poder dar paso al agua infiltrada. Las Barbacanas serán colocadas a cada 40 cm tanto en la dirección longitudinal como en la sección transversal. Ver especificaciones en plano de Anexo B, Hoja 1/2.



4.5.2. DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS

DISEÑO DE DISIPADORES DE ENERGIA

Para el diseño de los disipadores de energía se tomará en cuenta la distancia horizontal máxima que puede alcanzar la obra, así como también la altura medida desde la base de la bóveda de cajón.

NOMENCLATURA:

D_{max} = Distancia horizontal maxima

H_{max} = Altura vertical desde base de obra hidraulica principal

L_{hor} = Longitud horizontal de disipador

DATOS:

$$D_{max} = 5 \text{ metros}$$

$$H_{max} = 4 \text{ metros}$$

$$L_{hor} = 0.6 \text{ metros}$$

a. Determinación de pendiente

$$S = \frac{H_{max}}{L_{hor}}$$

$$S = \frac{4 \text{ m}}{5 \text{ m}} * 100 = 80\%$$

b. Cálculo de altura por cada disipador

$$h_{disipador} = \frac{80\%}{100} * 0.6 \text{ m} = 0.48 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m}$$

Por lo tanto la altura de cada disipador será de 0.5 metros, con una longitud de 0.6 metros, alcanzando con esto la distancia horizontal máxima de 4.8 metros, lo cual cumple con las dimensiones restringidas por el cauce de la quebrada misma. Ver plano topográfico Anexo A, Hoja 1/3.



4.5.3. PRESUPUESTO DE OBRAS DE MITIGACIÓN

PRESUPUESTO DE LA EXCAVACIÓN.

La cantidad de obra en la partida de excavación masiva para el proyecto es de: 1792 m³ de suelo existente en el lugar.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	excavación en zona de estudio			
partida:	terraceria			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
Gasolina regular	gal	75.00	\$3.38	\$253.50
			SUB-TOTAL	\$253.50
EQUIPO				
herramientas (1 % C Mat.)	SG	1.00		\$2.53
Retroexcavadora	Dia	6.00	\$30.00	\$180.00
			SUB-TOTAL	\$182.53
MANO DE OBRA				
1 Operario	Dia	6.00	\$11.66	\$69.96
1 Auxiliar	Dia	6.00	\$9.49	\$56.94
			SUB -TOTAL	\$126.90
			TOTAL EXCAVACION \$	\$562.93

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Rendimiento de retroexcavadora: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA COMPACTACIÓN.

La cantidad de obra en la partida de compactación para el proyecto es de:

231.884 m³ de suelo fundación San Salvador.

814.22 m³ de suelo selecto.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Compactación en zona de estudio			
partida:	terraceria			
Ing calculó:				
MATERIALES				
	UNIDAD	CANTIDAD	CU	COSTO
Suelo Fundacion S.S	m3	231.88	\$3.00	\$695.64
suelo selecto	m3	814.22	\$3.00	\$2,442.66
gasolina	gal	51.89	\$3.38	\$175.39
			SUB TOTAL	\$3,313.69
EQUIPO				
herramientas (1% C n	SG	1.00		\$33.14
Bailarina	dia	1.00	\$30.00	\$30.00
			SUB TOTAL	\$63.14
MANO DE OBRA				
Albañil	dia	74.70	\$11.66	\$871.00
auxiliar	dia	74.70	\$9.49	\$708.90
			SUB TOTAL	\$1,579.91
			COSTO TOTAL COMPACTACION	\$4,956.73

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Rendimiento de bailarina: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA DESALOJO.

La cantidad de obra en la partida de desalojo para el proyecto es de: 358.54 m³.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Desalojo de suelo inadecuado			
partida:	Desalojo			
Ing calculó:				
EQUIPO				
camión de carga	m3	358.54	3.00	\$1,075.62
			SUB TOTAL	\$1,075.62
MANO DE OBRA				
1 motorista	Dia	1.00	11.66	\$11.66
1 Auxiliar	Dia	1.00	9.49	\$9.49
			SUB -TOTAL	\$21.15
			TOTAL DESALOJO \$	\$1,096.77

- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO PARA TRAZO

La cantidad de obra en la partida de trazo para el proyecto es de: 309.6 m²

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	trazo para construcción de muros y disipadores			
partida:	Trazo			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
costanera	Vr	50.00	\$0.87	\$43.50
regla pacha	Vr	15.00	\$0.65	\$9.75
cordel	U	3.00	\$1.13	\$3.39
clavos 2''	lb	1.00	1.00	\$1.00
		SUB TOTAL	\$	57.64
EQUIPO				
herramientas (1% C mat.)	SG	1.00		\$0.58
			SUB TOTAL	\$0.58
MANO DE OBRA				
1 albañil	Dia	1.00	11.66	\$11.66
1 Auxiliar	Dia	1.00	9.49	\$9.49
			SUB -TOTAL	\$21.15
		TOTAL TRAZO \$		\$79.37

Para la elaboración del presupuesto se utilizó la siguiente información.

- Cantidad a pagar por día laborado a un albañil y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.
- Para cálculos de rendimiento y cantidad de materiales se utilizó el manual del constructor.



PRESUPUESTO PARA MAMPOSTERIA DE PIEDRA.

La cantidad de obra a realizar en la partida de mampostería es de: 592m³.

PRESUPUESTO					
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.				
elemento:	muro de mamposteria de piedra				
partida:	mamposteria de piedra				
Ing calculó:					
	Material	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
	Piedra	m3	700.00	\$2.00	\$1,400.00
	Arena	m3	179.20	\$30.00	\$5,376.00
	Cemento	Bolsa	1232.00	\$7.00	\$8,624.00
	Agua	Litro	33600.00	\$0.01	\$168.00
	tubo pvc 2"	pza	165.00	\$5.80	\$957.00
	grava grout	m3	32.00	\$1.99	\$63.68
			SUB TOTAL		\$16,588.68
	EQUIPO				
	herramientas (1% C mat.	SG	1.00		\$165.89
	concretera	día	140.00	33.00	\$4,620.00
			SUB TOTAL		\$4,785.89
	MANO DE OBRA				
	2 Albañil	día	140.00	\$11.66	\$3,264.80
	2 Auxiliar	día	140.00	\$9.49	\$2,657.20
			SUB TOTAL:		\$5,922.00
	TOTAL DE MURO MAMPOSTERIA				\$27,296.57

- Rendimiento de concretera: Extraído del manual de rendimientos de la Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas"
- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO DE MUROS DE GAVION.

La cantidad de obra a realizar en la partida de muros de gavión es de: 270m³.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	Muro de gavión			
partida:	Muros de gavión			
Ing calculó:				
MATERIAL	Unidad	Cantidad	C.U	Total \$
Caja 2x1x1	unidad	80.00	\$41.00	\$3,280.00
Caja 1.5x1x1	unidad	40.00	\$37.00	\$1,480.00
Caja 1.5x1x0.5	unidad	40.00	\$33.00	\$1,320.00
Caja 2x1x0.5	unidad	20.00	\$38.00	\$760.00
Piedra	m3	270.00	\$2.00	\$540.00
		SUB TOTAL:		\$7,380.00
EQUIPO				
herramientas (1% C mat.	SG	1.00		\$73.80
		SUB TOTAL		\$73.80
MANO DE OBRA				
1 Armador	m3	270.00	\$8.00	\$2,160.00
1 Auxiliar	dia	135.00	\$9.49	\$1,281.15
		SUB TOTAL:		\$3,441.15
		TOTAL DE MUROS DE GAVION		\$10,894.95

- Cantidad a pagar por día laborado de auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO DE ATENUADOR DE ENERGIA.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	mamposteria y pegado de block			
partida:	gradas atenuadoras de drenaje			
Ing calculó:				
MATERIALES				
	Unidad	Cantidad	C. U.	Total
Piedra	m3	31.05	\$2.00	\$62.10
Cemento	Bolsa	63.00	\$7.00	\$441.00
Arena	m3	9.62	\$30.00	\$288.60
Agua	Litro	1654.00	\$0.01	\$8.27
Block 15x20x40	unidad	48.00	\$0.40	\$19.20
Dado 15x20x40	unidad	48.00	\$0.20	\$9.60
SUB TOTAL:				\$828.77
EQUIPO				
herramientas (1% C mat.)	SG	1		\$8.29
			SUB TOTAL	\$8.29
MANO DE OBRA				
1 Albañil	unidad	88.00	\$0.30	\$26.40
1 Auxiliar	día	0.75	\$7.00	\$5.25
1 Albañil	día	12.42	\$11.66	\$144.82
1 Auxiliar	día	12.42	\$9.49	\$117.87
SUB TOTAL:				\$294.33
TOTAL GRADAS ATENUADORAS \$				\$1,131.39

- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO DE BADEN

La cantidad de obra a realizar es de 0.014 m³ en lo que respecta a la construcción de esta obra complementaria.

PRESUPUESTO				
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.			
elemento:	baden para caja 0+000			
partida:	obras complementarias			
Ing calculó:				
MATERIALES	UNIDAD.	CANTIDAD	CU	TOTAL
Cemento	Bls	2.000	\$7.00	\$14.00
Arena	m3	0.140	\$4.28	\$0.60
Agua	lt	155.844	\$0.30	\$46.75
			SUB TOTAL	\$ \$61.35
EQUIPO				
herrami (1% C mat.)	SG	1.000		\$0.61
			SUB TOTAL	\$0.61
MANO DE OBRA				
1 albañil	Dia	1.000	11.66	\$11.66
1 Auxiliar	Dia	1.000	9.49	\$9.49
			SUB -TOTAL	\$21.15
			TOTAL DE BADEN \$	\$83.12

- Cantidad a pagar por día laborado a un operario y auxiliar: Extraído del Laudo Arbitral 2007, actualizado al 2010.



PRESUPUESTO GLOBAL OBRAS DE MITIGACIÓN

PROYECTO: "Diseño de Obras Hidráulicas para mitigar el desbordamiento de la escorrentía superficial, Turín, Depto. Ahuachapán."						
ITEM	PARTIDA	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	SUBTOTAL	TOTAL
A	TERRACERIA					\$5,519.72
	Excavacion	1792.22	M ³	\$0.31	\$562.99	
1	Compactación	1,046.11	M ³	\$4.74	\$4,956.73	
B	DESALOJO					\$1,096.77
1	Desalojo de suelo inadecuado	358.54	M ³	\$3.06	\$1,096.77	
C	TRAZO Y NIVELACION					\$79.37
	Trazo	309.610	M ²	\$0.26	\$79.37	
D	MAMPOSTERIA					\$27,296.57
	Muro de piedra	592.00	M ³	\$46.90	\$27,296.57	
E	MUROS DE GAVION					\$10,894.95
	Muro de gavión	270.00	M ³	\$40.35	\$10,894.95	
F	GRADAS ATENUADORAS					\$1,214.51
	Gradas atenuadoras	25.49	M ³	\$44.39	\$1,131.39	
	baden para caja	1.00	u	\$83.12	\$83.12	
	COSTO DIRECTO				\$46,018.77	\$46,101.89
	COSTO INDIRECTO	33% CD			\$11,504.70	\$15,213.62
	COSTO TOTAL (INCLUYE IVA)				\$57,523.47	\$69,286.52
TOTAL EN OBRAS COMPLEMENTARIAS						\$69,286.52



PRESUPUESTO TOTAL DEL PROYECTO

PRESUPUESTO TOTAL DEL PROYECTO.	
proyecto:	Diseño de obras de mitigacion para el desbordamiento de la escorrentia superficial.
elemento:	PROYECTO TOTAL
partida:	PROYECTO TOTAL
Ing calculó:	
ACTIVIDAD	
COSTO	
OBRA DE PASO PRINCIPAL	
Caja de concreto reforzado.	\$8,613.72
OBRA DE PASO SECUNDARIA	
Caja de concreto reforzado.	\$17,659.59
OBRAS COMPLEMENTARIAS	
obras complementarias de drenaje y estabilidad de taludes	\$46,101.89
CD	TOTAL CD \$72,375.20
CI (33% CD)	\$23,883.82
IVA	\$12,513.67
	MONTO TOTAL DEL PROYECTO \$108,772.69



4.6. REALIZACIÓN DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

SECCION I: PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE

ALCANCE DEL TRABAJO

El contratista efectuará todo el trabajo de tal manera que se minimice la contaminación del aire, agua y suelo, también deberá controlar dentro de los límites razonables, el ruido y cualquier otro contaminante.

PROTECCION DEL MEDIO AMBIENTE

Excepto por áreas de trabajo o bodegas y áreas de acceso específicamente asignadas para el uso del contratista bajo este contrato, el resto del área de los terrenos fuera de los límites de las zonas de trabajo se deberán mantener en sus condiciones actuales. El contratista confinará sus actividades de construcción a zonas definidas como áreas de trabajo en los planos o específicamente asignadas para su uso.

EVACUACION DE DESPERDICIOS

Previo al inicio de la construcción, el contratista presentará una descripción de su esquema para evacuar los desperdicios que resultaren a consecuencia del trabajo objeto de este contrato. Si el material de desperdicio es botado en áreas autorizadas, el contratista removerá el material y restaurado el área a la condición original de las áreas adyacentes que no han sido alteradas. Donde se indique, suelos contaminados serán excavados y retirados del sitio en una manera aprobada y restituidos con material adecuado de relleno, todo esto por cuenta del contratista.



SECCION II: LIMPIEZA.

ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo de este apartado incluye el suministro de todos los materiales, mano de obra, equipo, servicios, etc. necesarios para la eliminación de todas las basuras, despojos, malezas, raíces, estructuras, y otros materiales donde se proyectan las obras a construir.

LIMPIEZA

Consiste en el retiro de toda la vegetación del área comprendida dentro de los límites de la construcción a realizarse.

La vegetación obtenida del chapeo, si lo hubiere, deberán colocarse en un lugar asignado por la Supervisión, mientras se retiran del lugar, sin obstruir la propiedad pública o privada.

SECCION III: DEMOLICION Y DESALOJO

ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo de esta sección comprende: demolición total de fundaciones, tubería, canales, la remoción de concreto armado y cabezales, así como la remoción de los escombros resultantes, entre otros; dentro de los límites indicados en los planos constructivos y/o requeridos por la Supervisión.

EQUIPO Y HERRAMIENTAS

El contratista deberá usar los equipos y herramientas adecuadas para cada una de las actividades de demolición, tales como: cortadura, demoledores livianos, almádanas, cinceles, entre otros. Así como deberá proveer a sus trabajadores de todos aquellos accesorios para su seguridad física, como lentes o caretas, cascos, guantes, tapones para los oídos, cintas, entre otros.



PROCEDIMIENTO.

El Constructor removerá los materiales demolidos dentro de los limites indicados en los planos y/o como lo ordene la Supervisión. Durante los trabajos de demolición se deberán tomar precauciones debidas para evitar movimiento, asentamientos, o colapso de cualquier estructura. No se permitirá el uso de explosivos.

DISPOSICION DE LOS MATERIALES DE DEMOLICION

- a. Se removerán del sitio todos los desperdicios, basuras y otros materiales que resulten de las operaciones de demolición.
- b. No se permitirá el almacenamiento en el sitio de materiales producto de la demolición.
- c. No se permitirá quemar en el sitio materiales removidos de la demolición.

DESALOJO

Todo material de desecho resultante de excavaciones y demoliciones deberá ser desalojado fuera del predio del proyecto, depositado en lugares autorizados por el Propietario de los mismos o por la autoridad competente, según corresponda.

SECCION IV: TRAZO Y NIVELACION

ALCANCE DEL TRABAJO

El trabajo incluido en esta partida comprende el suministro de la mano de obra, materiales, transporte, equipo, herramientas y servicios que sean necesarios para preparar el terreno donde se ejecutaran los trabajos.



TRAZO Y NIVELACION

El encargado de la obra trazará las rasantes y dimensiones de la obra de acuerdo con las medidas y niveles marcados en los planos o los que ajusten adecuadamente a la obra. Si los planos no indican o detallan el trazo, la obra deberá adecuarse a la mejor condición del terreno natural, tomando en cuenta los drenajes naturales reduciendo la terracería, a fin de minimizar los gastos.

Todos los materiales requeridos para la localización así como los instrumentos que ha de utilizar el contratista, deberán ser revisados y adecuados satisfactoriamente para obtener ubicaciones de líneas, puntos y niveles de acuerdo a lo requerido en los planos o por la supervisión. Las reglas pachas a utilizar deberán cantearse y sus uniones presentarán un grado de rigidez tal que se mantengan los niveles en toda su longitud. La supervisión comprobará el estado a los materiales a utilizar y la disposición de estos, quedando a su criterio la sustitución de los mismos.

El contratista trazará las rasantes y dimensiones de las construcciones de acuerdo con las medidas y niveles marcados en los planos, y establecerá las referencias planimétricas y altimétrica (bancos de marca) necesarias para replantear ejes y niveles dados por el proyectista, cuantas veces sea necesario. Cuando se trate de establecer bancos de marca, estos deberán ser rectificadas y si fuese necesario construido en una porción de concreto simple para garantizar su inmovilización y cuando se replanteen ejes o puntos básicos de referencia para la construcción se fijaran a reglas maestras fijas y dispuestas convenientemente para no ser removidas o desplazadas durante el proceso de construcción. La supervisión revisará y aprobará el trazado



DISCREPANCIAS

Si el Contratista detecta la existencia de discrepancias entre la realidad y los planos en lo referente a dimensiones y niveles, deberá comunicarlo por medio de bitácora al Supervisor y consignará los cambios necesarios por tal razón en planos de taller.

SECCION V: EXCAVACION Y COMPACTACION

ALCANCE DEL TRABAJO

Consiste en la excavación y relleno compactado de suelos en fundaciones e instalaciones hidráulicas, en los sitios indicados en los planos o por el propietario.

EXCAVACION

Las profundidades y anchos de excavación serán hechas según lo indican los planos, perfiles y secciones.

El costo de los trabajos extras a consecuencia de excavaciones por error más allá de la profundidad necesaria será por cuenta del realizador.

La superficie de los fondos de todas las excavaciones donde se ha de colocar las fundaciones estará sujeta a la aprobación de la supervisión, y si en la opinión de él no son adecuadas las superficies para la carga que les será impuesta, el constructor llevará las excavaciones a la profundidad que se le ordene.

Las excavaciones y rellenos no se llevaran mas allá de las líneas y niveles indicados en los planos o señalados por el Supervisor, admitiéndose una tolerancia máxima de 5 cm.

Cualquier exceso eventual de la tolerancia establecida, deberá ser corregido sin costo extra para el Propietario.



COMPACTACION

Los materiales excavados serán acarreados, depositados y extendidos, en los lugares en que se construirán terraplenes, a los que se le deberá dar la debida compactación en capas de espesor variable de acuerdo al equipo de compactación de que se disponga, si la compactación es manual dichas capas en ningún caso deberán ser mayores de 15 cm. de espesor, agregando agua o dejando secar el material, según el caso, hasta obtener la humedad óptima del material selecto según la densidad que especifique el supervisor. El contenido de humedad del suelo deberá estar a $\pm 2\%$ del óptimo y el grado de compactación el 90% del obtenido de acuerdo a ASTM D 1557 o como se indique en las notas de los planos estructurales.

La compactación en áreas limitadas. Será obtenida por medio de apisonadoras mecánicas y/o apisonadoras de mano apropiadas.

Cuando se usen apisonadores de mano, el material selecto deberá colocarse en capas con un espesor máximo de 10 cm.

SECCION VI: CONCRETO ESTRUCTURAL

ALCANCES DEL TRABAJO

En este apartado están comprendidas todas las obras de concreto, mampostería y albañilería indicadas en los planos o en las especificaciones, y el Contratista proveerá mano de obra, materiales, equipo y servicios necesarios para su fabricación y colocación, curado, encofrado, resanado después de retirar los moldes y acabado de la superficie cuando se especifique.



CALIDAD DEL CONCRETO

El contratista proporcionara concreto de la clase especificada en los planos, en el caso de no estar indicado en éstos, se entiende que es concreto con resistencia mínima a la ruptura por compresión a los 28 días de 280 kg/cm²

El diseño será efectuado por un laboratorio que posea la experiencia en este campo, y lo efectuara usando materiales que el Contratista haya acopiado en el lugar de la obra con el cemento y el agua que realmente empleará en la construcción. La relación agua cemento no debe variarse a la dada por la mezcla de diseño.

APROBACION DE MEZCLAS

El Supervisor autorizará el uso de las mezclas, siempre y cuando hayan sido satisfactorios los resultados de los ensayos proporcionados por el laboratorio.

MATERIALES

- CEMENTO

Todo el cemento debe ser del tipo PORTLAND y cumplirá con las especificaciones ASTM C 150 Tipo I.

Las bolsas deberán ser colocadas sobre plataformas de madera, levantadas 0.15 metros sobre el piso y ordenadas de tal forma que sea fácilmente inspeccionado o identificado cada envío de cemento.

El cemento se dispondrá en pilas no mayores de diez bolsas para almacenamiento corto (menor de diez días) y en pilas de no más de cinco bolsas para pedidos mayores. No se permitirá el uso de cemento endurecido por almacenamiento o parcialmente fraguado

- AGREGADOS

ARENA

La arena estará formada por partículas sanas, duras, exentas de grasas, sales, sustancias orgánicas y otros perjudiciales para el concreto, será



de buena calidad, con un tamaño menor a 4.75 mm con alta variedad de tipos de tamaño y libre de exceso de grano demasiado fino. Esta deberá quedar siempre dentro de los límites indicados en las especificaciones ASTM-C33. Su densidad no será menor de 2.5 Ton/M3 y su módulo de finura estará entre 2.3 y 3.0. cumplirá con los límites de graduación de las especificaciones ASTM-C117.

GRAVA

Deberá ser roca dura y cristalina, libre de pizarra, lajas o piezas en descomposición, será sin material adherido y limpia. El tamaño máximo del agregado no será mayor de 1/5" de la dimensión menor entre los lados de los moldes de los miembros en el cual se va a usar el concreto y no mayor de 3/4" de los espacios libres entre las barras, dicha grava es comúnmente conocida como Grava No1. Además la granulometría deberá corresponder a una de las indicadas en la tabla No2 de las especificaciones ASTM C-33-74^a

- AGUA

El agua al momento de usarse debe ser limpia y estar libre de aceite, ácidos, sales, álcalis, cloruros, materias orgánicas y otras sustancias deletéreas.

- ADITIVOS

Los aditivos deberán ser usados en las proporciones indicados en las instrucciones impresas de los fabricantes. El Supervisor autorizará caso por caso el uso de los aditivos. No habrá pago adicional cuando los aditivos sean usados a poción del Contratista o cuando sean requeridos por el Supervisor como medida de emergencia para remediar las



negligencias, errores, o atrasos en el progreso de la obra imputables al Contratista.

PREPARACION DEL CONCRETO

Se podrá realizar de forma manual o por medio de mezcladores del tipo apropiado y se preparará el concreto solo en la cantidad que sea necesaria para el uso inmediato. No se usará el concreto retemplado que haya desarrollado un fraguado inicial. El tiempo de mezcla no será menor de 1 ½ minutos después de que todos los materiales estén dentro del tambor. El tiempo de mezcla no será mayor de 4 minutos. El Supervisor podrá autorizar la utilización de concreto hecho a mano y aprobará el método a utilizar para su fabricación.

No se podrá utilizar el concreto que no haya sido colocado en su sitio a los 30 minutos de haberse agregado el cemento al agua para la mezcla, o el cemento al agregado.

COLOCACION DEL CONCRETO

El concreto se depositará hasta donde sea posible, en su posición final. Los colados se harán a tal velocidad y altura (menor de 1.00m) que el concreto se conserve todo el tiempo en estado plástico y se evite la segregación.

Donde las operaciones de colocación impliquen verter el concreto directamente desde una altura de más de 1.00 m, se deberá depositar a través de tubos o canales de metal y otro material aprobado, se usarán canaletas o tuberías mayores de 10 metros únicamente mediante autorización por escrito del Supervisor.

A menos que se especifique otra cosa en los planos estructurales, el recubrimiento mínimo para el acero de refuerzo en estructuras de concreto en contacto con el terreno deberá ser de 5 cm y en los demás elementos de 2.5 cm. Todo el concreto será colocado a la luz del día.



ENCOFRADOS Y DESENCOFRADOS

El contratista colocara los moldes de tal manera que produzcan alineamientos correctos del concreto y que no permitan filtraciones. Los encofrados serán construidos con suficiente rigidez para soportar el concreto y las cargas de trabajo.

El contratista deberá presentar a la Supervisión antes de realizar un colado de una estructura de concreto el diseño y plano de taller del encofrado que pretende realizar para su revisión y posterior aprobación.

CURADO

El concreto se mantendrá en una condición húmeda por los menos 7 días después del colado. El concreto se mantendrá húmedo cubriéndolo con un material aprobado por la Supervisión.

El agua que se use en este proceso será limpia y sin ningún elemento que pueda manchar o decolorar el concreto.

ENSAYOS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

- GENERALIDADES

El contratista deberá obtener la resistencia del concreto especificadas, las cuales deberán comprobarse por medio de especímenes preparados curado y sometidos a prueba, de conformidad con las normas ASTM C-31 y C-39. Estas pruebas se harán en seis cilindros por cada muestreo.

Se hará un muestreo por cada día de colado por cada 10m³. Los cilindros serán tomados así: 3 para ensayar a los 7 días y 3 para ensayar a los 28 días.

Los cilindros deberán tener el 10% más que la resistencia requerida.

- REVENIMIENTO

Antes de la colocación deben tomarse las muestras de concreto necesarias para realizar las pruebas de revenimiento. Los resultados de



estas pruebas deben garantizar que el concreto cumpla con el revenimiento de diseño de más o menos 30% del valor especificado.

- PRUEBAS DE NUCLEO

Si cualquier prueba de resistencia de cilindros en el laboratorio es menor que el valor especificado de $f'c$ en mas de 35 kg/cm^2 y se confirma que el concreto es de baja resistencia, se pueden requerir pruebas de núcleos en las zonas dudosas, de acuerdo con la especificación ASTM C-42. En estos casos deben tomarse tres núcleos de prueba por cada resultado de prueba de resistencia que sea menor de $f'c$ en mas de 35 kg/cm^2 .

Si el promedio de los tres núcleos es por lo menos igual al 85% de $f'c$, y en ningún núcleo tiene una resistencia menor del 75% $f'c$, el concreto de la zona se considerara estructuralmente adecuado. Cuando el resultado de un núcleo sea inferior al 75% de $f'c$, se permitirá realizar un nuevo ensayo en un amuestra adicional.

SECCION VII: ACERO DE REFUERZO

ALCANCES DEL TRABAJO

El Contratista suministrara todo el material, mano de obra, herramientas, alambre de amarre, separadores y demás accesorios que sean necesarios para colocar el acero de refuerzo en su debida posición como está indicado en los planos o establecido en estas especificaciones.

Además de lo dispuesto en estas especificaciones técnicas, en todo lo que se refiere a colocación, ganchos, dobleces, juntas, traslapes, recubrimientos, espaciamiento, anclajes y detallado en general del acero de refuerzo, deberá respetarse lo estipulado en las especificaciones técnicas generales de estructuras anotadas en los planos y lo reglamentado por el ACI en su versión más actualizada:



- Colocación del refuerzo ACI 318
- Ganchos ACI 318
- Dobleces ACI 318
- Traslapes ACI 318
- Anclajes ACI 318

CALIDAD DEL ACERO

Todo el acero corrugado de refuerzo deberá cumplir con la norma para varilla de refuerzo en concreto armado **ASTM A 615-74**, y tendrán un límite de fluencia $f'y = 2,800 \text{ Kg/cm}^2$ (Grado 40) y $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ según lo indiquen los planos.

El supervisor podrá exigir que se haga un ensayo de tracción y uno de dobleces por cada nuevo lote que ingrese a la bodega del contratista, pudiendo exigir el supervisor el certificado de compra.

El acero de refuerzo deberá estar libre de defectos de manufactura y su calidad garantizada por el fabricante.

En el armado de cualquier miembro estructural no se permiten barras de refuerzo cuyo diámetro nominal difiera del indicado en los planos en más del 5%.

COLOCACION DEL REFUERZO

El contratista cortara, doblara, colocara todo el acero de refuerzo de acuerdo con lo que indiquen los planos y las especificaciones o como ordene el Supervisor. Todo el acero deberá estar libre de oxido suelto, de aceite, grasa u otro recubrimiento que pueda reducir su adherencia con el concreto. Se utilizaran cubos de concreto, separadores y amarres, para asegurar la posición correcta del refuerzo y evitar el desplazamiento durante el colado.



Todos los dobleces (inclusive coronas, estribos, ganchos) serán hechos en frío sobre una espiga de diámetro no menor de cuatro (4) veces el diámetro de la barra que se dobla, en el caso del refuerzo principal. Deberá tenerse especial cuidado en el doblado de las varillas de acero de esfuerzo grado 60 ($f'y= 4,200 \text{ Kg/cm}^2$) para evitar que se fracturen durante el proceso.

En general para las barras de refuerzo, no se permitirán traslapes que no estén indicados en los planos. Cuando los traslapes no se indiquen, estos deberán tener la longitud prescrita por el reglamento **ACI**. No se permitirán traslapes en la zona de máxima tracción, admitiéndose solamente en la porción central del claro para las barras superiores, y en la porción cercana a los apoyos para los inferiores. Los traslapes desplazados entre sí a una longitud no menor de 30 veces el diámetro nominal para varilla corrugada, y 40 diámetros de longitud para varilla lisa. Los cierres de las coronas y estribos contiguos deberán quedar alternados.

Todo el refuerzo deberá asegurarse en su debido lugar por medio de soportes aprobados, de metal o de concreto, espaciadores o amarres. Estos soportes deberán ser usados en forma tal que no tengan aspecto desagradable. Durante el colado deberá tenerse cuidado, especialmente en las losas, de rectificar la colocación correcta del refuerzo.

En caso de solicitarse la sustitución de cualquier sección de las varillas por otras de igual resistencia, podrá hacerse únicamente mediante la autorización específica escrita del Supervisor y de manera que no se disminuya el área total del acero y se cumpla con lo normado por el **ACI**.

El contratista podrá realizar algunos cambios pero siempre bajo aprobación del Supervisor por escrito.



SECCION VIII: MAMPOSTERÍA, ALBAÑILERIA, PAREDES Y ACABADOS ALCANCES DEL TRABAJO

En esta partida están incluidas todas las obras de albañilería y el contratista proveerá mano de obra, transporte, materiales, equipo y servicios necesarios para ejecutar las obras que indiquen los planos y las especificaciones.

MORTEROS

- MATERIALES

Cemento Portland tipo I, según especificaciones ASTM C-150-81

Arena conforme ASTM, designación C-144-81 y C-40

Agua, conforme a lo especificado en materiales para concreto de estas especificaciones.

Los morteros y mezclas tendrán las siguientes proporciones:

Mortero para mamposterías de piedra para muro:	1:5
Mortero para unión:	1:6
Mortero para repello:	1:3
Mortero para afinado:	1:1

SECCION DE PARED DE BLOQUE DE CONCRETO

Los bloques de concreto serán hechos con una mezcla de cemento Portland y agregado de arena y piedra escoria, moldeados por vibración y curados a vapor, debiendo cumplir la norma ASTM C-90-64 para el tipo de bloque hueco. La resistencia neta a la ruptura por compresión será de 50 kg/cm² como mínimo. Las dimensiones de los bloques a usar serán las siguientes: 15x20x40. Las secciones de pared serán construidas a plomo, en línea recta en filas equidistantes y a nivel. La capa de mezcla ligante no deberá exceder de 1.5 cm de espesor, ni ser menor de 0.5 cm.



EMPEDRADO

Las piedras a utilizar deberán ser uniformes, durables, resistentes al desgaste y a la acción del agua y estar libres de aceite, tierra u otros materiales que impiden la adherencia del mortero. El mortero a utilizar tendrá una proporción de cemento- arena de 1:5 y se colocará en un tiempo no mayor de 20 minutos después de haberse agregado el agua.

Se tendrá cuidado de ir colocando y acuñaando cada piedra sin permitir que una se apoye directamente sobre la otra, sino a través de una junta de mortero, cualquier trabajo de cantar las piedras que haya de ejecutarse, deberá hacerse antes de su colocación en el muro, ya que no deberá golpearse o martillarse posterior a su colocación. Las piedras deberán ser bien humedecidas antes de recibir el mortero. La mampostería se mantendrá mojada por lo menos 7 días después de terminado.

SECCION IX: MUROS DE GAVIÓN

ALCANCES DEL TRABAJO

El contratista proveerá toda la mano de obra, transporte, materiales, equipo y servicios necesarios para crear las cajas de muro de gavión según planos y especificaciones.

MATERIALES

- 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 ASTM 641, esto es, el alambre deberá tener una tensión de ruptura media de 38 a 48 kg/mm²



- RED

La red debe ser en malla hexagonal de doble torsión, obtenida entrelazando los alambres por 3 veces media vuelta, de acuerdo con las especificaciones de la ASTM 975.

Las dimensiones de la red serán del tipo 8x10. El diámetro del alambre utilizado en la fabricación de la red debe ser mayor de 2.4 mm y de 3 mm para los bordes

- CARACTERISTICAS DEL GAVIÓN CAJA

Cada gavión caja con largo mayor de 1.5 metros deberá 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 del borde. El lado inferior de los diafragmas debe ser cocido al paño de base, durante la fabricación, con una espiral de alambre de diámetro de 2.2 mm.

COLOCACION DEL GAVIÓN

Para el llenado de las cajas de gavión se deberá colocar un molde de madera capaz de soportar la deflexión lateral debido al peso del material rocoso.

Las piedras se colocan tratando de modular llenando los vacios que otras piedras de mayor tamaño dejan a la estructura y asegurando las cajas por medio de alambre galvanizada, para que cuando el molde sea eliminado, el muro no sufra grandes deformaciones.

La colocación de las cajas de gavión que servirán como cimiento, deben de modularse de manera transversal al talud (con la longitud mas larda en contra de la masa de tierra) para asegurar la resistencia al empuje generado por la tierra.

Cualquier cambio en la dirección en las cajas de gavión debe ser efectuado previa aprobación del Supervisor.



CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

2010



5.1. CONCLUSIONES

- Con la implementación del Balance Hídrico Climático en el análisis de cuencas, es posible encontrar el caudal constante que fluye en determinado periodo de tiempo para un área determinada, ya que dicho método toma en cuenta la Evapotranspiración Real, en donde ésta genera una disminución de la escorrentía superficial debido a que evapora cierta cantidad de agua precipitada sobre la zona de análisis, como consecuencia de la radiación solar y de la temperatura en el lugar.
- Es necesario utilizar la formula Racional para realizar el estudio hidrológico de la zona de interés, ya que ésta toma en cuenta la intensidad máxima absoluta proyectada para un periodo de diseño, considerando así los diferentes eventos extremos que pudiesen ocurrir en dicho periodo, lo cual permite realizar el diseño de obras hidráulicas civiles eficientes.
- La diferencia de caudal existente en la implementación de ambos métodos, radica en las diferentes variables a considerar por cada uno de ellos en el lugar de estudio.
- El área requerida para poder evacuar el caudal de $38.72 \text{ m}^3/\text{seg}$ encontrado en el capítulo 3, puede ser proporcionada por una bóveda semicircular o una bóveda de cajón.
- Según los diseños de obras de mitigación realizados en el capítulo 4, los muros de gavión son una alternativa mucho más económica en comparación con los muros de mampostería de piedra, lo cual se ve reflejado en el presupuesto presentado en dicho capítulo.



- Los empujes generados desde la estación 0+080 hasta la estación 0+100, superan la capacidad soportante de los muros de gavión. Por lo tanto se propone cambiar el material de construcción para poder obtener un momento resistente mayor que cumpla con los requerimientos de seguridad.
- Una de las ventajas en la elaboración de este proyecto es la ubicación de una venta de materiales de construcción cercanos a la zona de estudio.



5.2. RECOMENDACIONES

- Si se ejecuta el proyecto, debe de hacerse las pruebas respectivas por parte del ente constructor para poder obtener el esfuerzo admisible del suelo que servirá de base para los muros propuestos.
- Se recomienda al propietario poner en marcha el proyecto lo más pronto posible, ya que los materiales están sufriendo una variación de precios muy drástica con el paso de los años, por lo que en un futuro, el presupuesto presentado en este trabajo de grado quedaría obsoleto debido al alza de los materiales.
- La Alcaldía Municipal de Turín debe de establecer un decreto municipal en el cual se prohíba el depósito de basura en lugares no permitidos, esto con el fin de que la obra hidráulica propuesta cumpla con su periodo de diseño.
- Los pobladores afectados deben de realizar un evaluación de riesgo, es decir establecer estrategias para poder combatir cualquier eventualidad adversa en caso de que se generen altas precipitaciones y se puedan dañar sus viviendas o se vea afectada su salud.
- La alcaldía Municipal de Turín debería prohibir la construcción de nuevas casas, que se encuentren cercanas a los taludes de la quebrada, ya que se verían en inminente peligro de colapso.
- La cobertura de la cuenca hidrológica debe mantenerse en las mismas condiciones actuales, o en su defecto, la alcaldía debe hacer campañas de reforestación con el fin de aumentar la cobertura vegetal en la cuenca para que la escorrentía superficial disminuya.



BIBLIOGRAFÍA

Páginas Web, Documentos y Libros:

- <http://www.seguridad.gob.sv/observatorio/Iniciativas%20Locales/WEB/Ahuachapan/turin.htm>
- <http://www.tutiempo.net/Tierra/El-Salvador/Municipio-de-Turin-ES009166.html>
- http://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_de_Información_Geográfica#Historia_de_su_desarrollo
- http://es.wikipedia.org/wiki/Defensa_ribereña#Medidas_estructurales
- <http://www.atlasdemurcia.com/index.php/secciones/12/las-inundaciones/4/>
- <http://www.snet.gob.sv/Documentos/comportamientohidrico.htm>
- http://es.wikipedia.org/wiki/Evapotranspiración#Evapotranspiraci.C3.B3n_potencial_.28ETP.29
- http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4030011/lecciones/cap3/cap_3_pag_1.html
- http://es.wikipedia.org/wiki/Modelo_matem%C3%A1tico
- <http://www.edicionsupc.es/ftppublic/pdfmostra/EC01305M.pdf>
- <http://franklinImc.obolog.com/delimitacion-cuenca-hidrografica-233721>



- <http://eicunsa.iespana.es/publicacion/cuencashidrograficas.pdf>
- <http://personales.upv.es/~rperez/EGRH/2006/TransparenciasT1.pdf>
- <http://www.gabrielortiz.com/>
- Autor. Ing. Rivas, Jorge Adalberto.
Titulo. "Estudio de Impacto Ambiental Banco de tierra La Reforma".
Ciudad Arce, Departamento de La Libertad. Año 2008.
- Autor. Ing. Rivas, Jorge Adalberto
Titulo. "Estudio Hidrológico de la micro cuenca del Rio Chiquito".
La Unión, El Salvador. Año 2009.
- Autor. Servicio Nacional de Estudios Territoriales. Servicio Hidrológico Nacional.
Titulo. "Balance Hídrico Integrado y Dinámico". San Salvador, El Salvador.
Pag. Web: <http://www.snet.gob.sv/Documentos/balanceHidrico.pdf>.
Diciembre, Año 2005.
- Autor. Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
Titulo. "Categorización de actividades, obras y proyectos". San Salvador, El Salvador, CA. Pag. Web. [www. marn.gob.sv](http://www.marn.gob.sv). Septiembre, 2008.
- Autor. Juárez Badillo, Eulalio
Rico Rodríguez, Alfonso
Titulo. "Fundamentos de la Mecánica de Suelos". Tomo I. México. Noriega Editores. Páginas 615-638.



Entrevistas:

- Sr. José Adalberto Cristales Valiente. Alcalde Municipal de Turín.
- Sr. Ruperto Contreras. Poblador del sitio afectado por el desbordamiento de la vaguada debido a la escorrentía superficial ubicada en un sector del Cantón El Jobo, Municipio de Turín.

Tesis:

- Autor. Martínez Campos, Oscar Arturo
Moya Lemus, Inmer Ernesto
Zaldaña Santos, Walter Alberto
Titulo. "Proyecto de Mitigación de Riesgos por Inundación en el sector urbano de la Ciudad de Ahuachapán". Santa Ana, El Salvador. Año 2004.
- Autor. Elizondo, Saúl Humberto
Ruiz Barrientos, Evelin Rossana
Titulo: "Modelación hidrológica de la subcuenca del rio Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras)". El Salvador, Guatemala y Honduras. Año 2009.
- Autor. López López, Alvin Lisandro
Delgado Soriano, Karen Aracely
Titulo. "Modelación hidrológica de la subcuenca Lempa Alto, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio; Aguas Sin Fronteras (El Salvador, Guatemala y Honduras)". El Salvador, Guatemala y Honduras. Año 2009.



- Autor. Herrera Henríquez, Ana Silvia

Titulo. "Propuesta de Solución al problema ambiental que se genera en la Quebrada La Ceniza a su paso por Santa Ana". Santa Ana, El Salvador.

Año 1998.



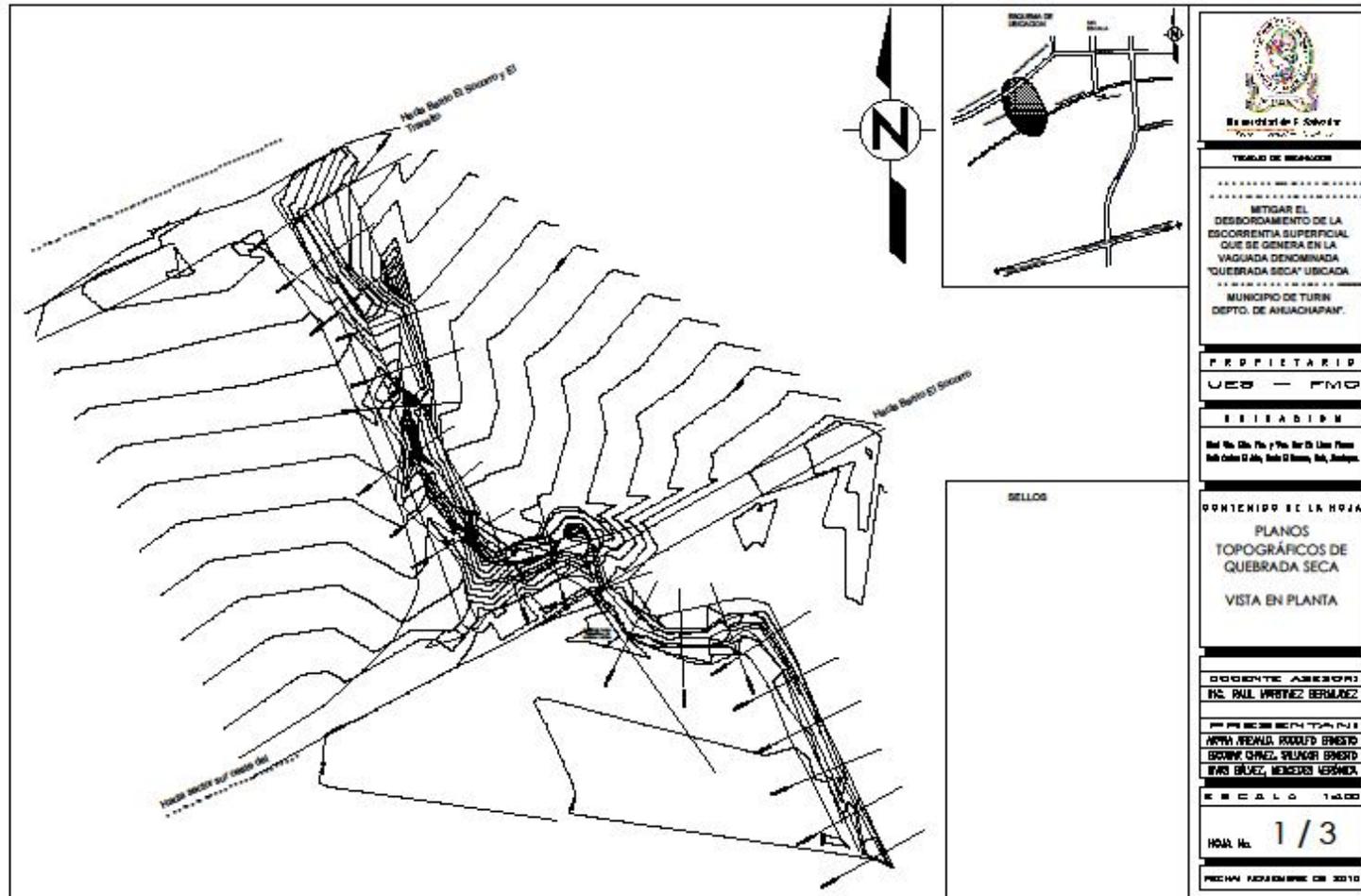
ANEXOS



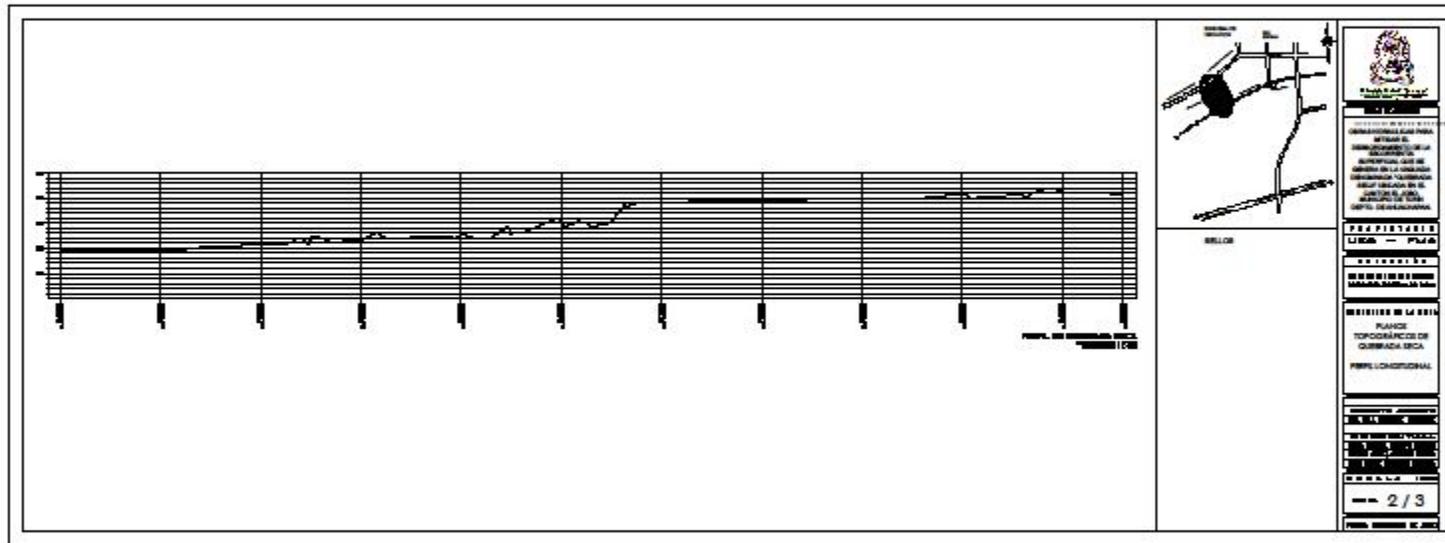
ANEXOS A:

PLANOS

TOPOGRÁFICOS



 El municipio de El Socorro DEPARTAMENTO DE AHUACHAPÁN
TÍTULO DE RESUMEN
MITIGAR EL DESBORDAMIENTO DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL QUE SE GENERA EN LA VAGUADA DENOMINADA "QUEBRADA SECA" UBICADA MUNICIPIO DE TURIN DEPTO. DE AHUACHAPÁN.
PROPIETARIO
UES - FMO
ELABORACIÓN
Ing. Msc. Dra. Tere y Tere del Socorro Ing. Carlos O. del Socorro, Ing. José, José.
CONTENIDO DE LA HOJA
PLANOS TOPOGRÁFICOS DE QUEBRADA SECA VISTA EN PLANTA
COORDINADOR
ING. PAUL VITTIÑEZ BERMUDEZ
PRESENTANTE
ANITA ARENAL RODRÍGUEZ BERNIER GONZA GONZÁLEZ, SILVANA BERNIER IVÁN BLANCO, WENDEL BERNIER
ESCALA
1:1000
HOJA No.
1 / 3
FECHA APROBACIÓN DE 2010





ANEXOS B:

PLANOS DE

OBRAS

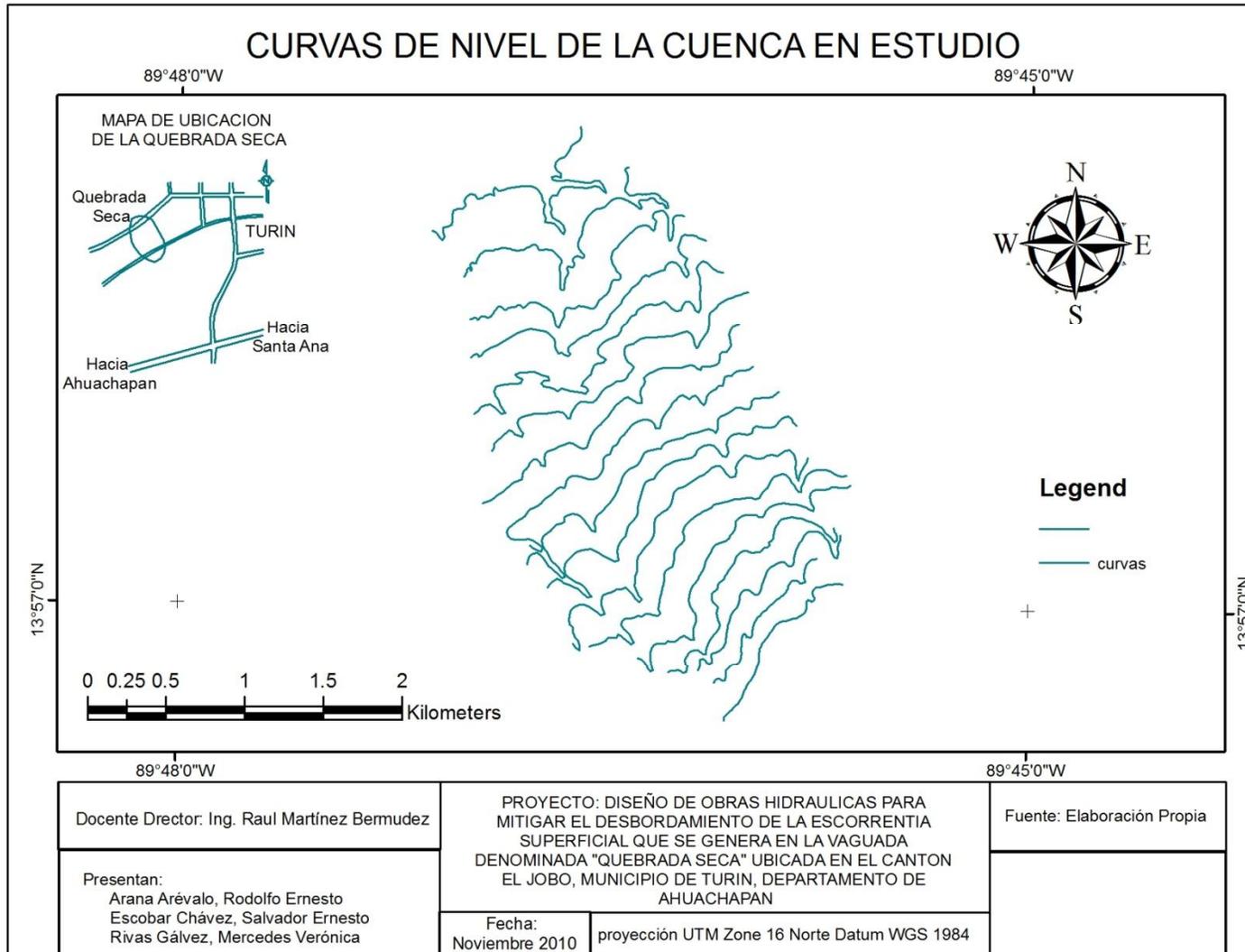
PROPUESTAS

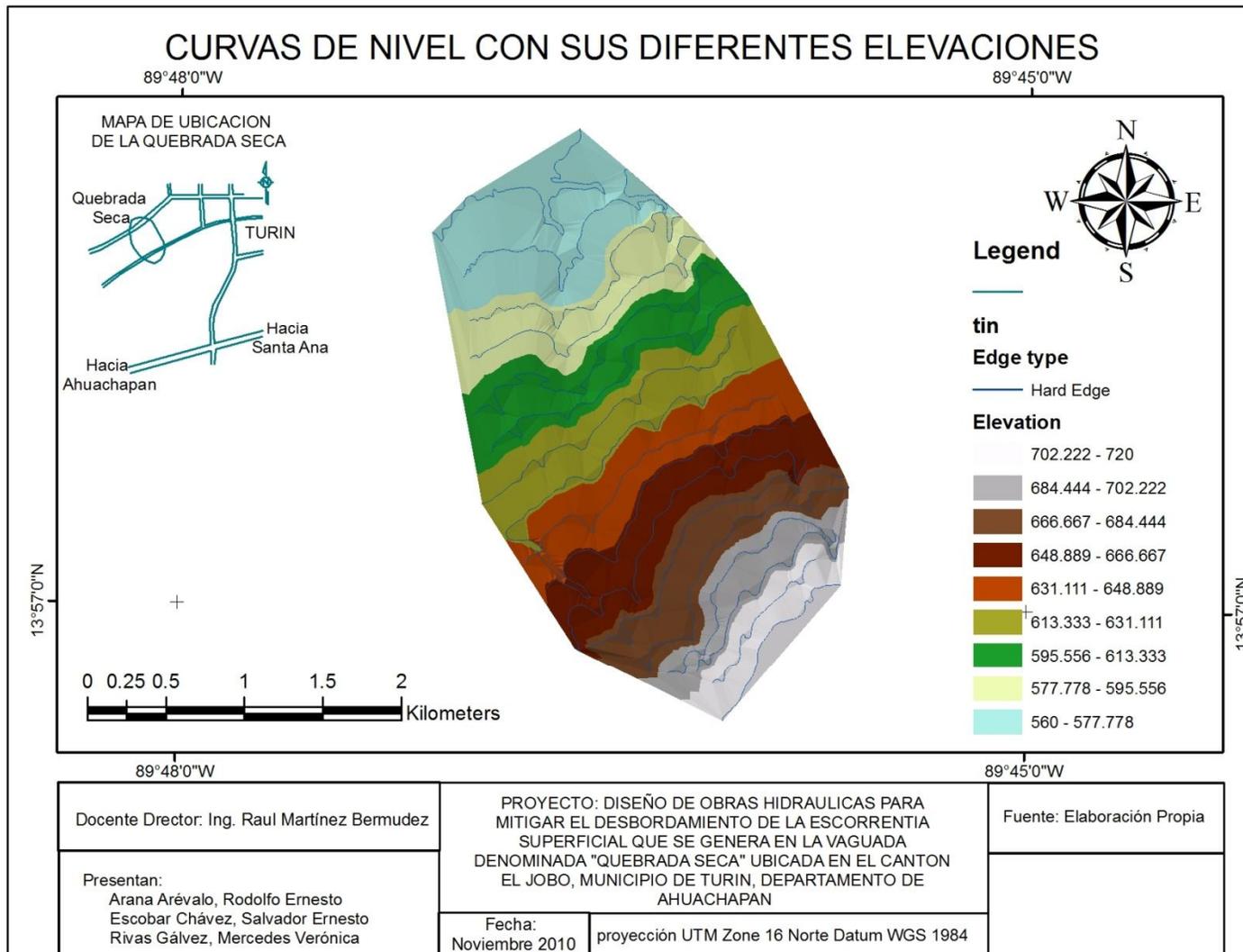


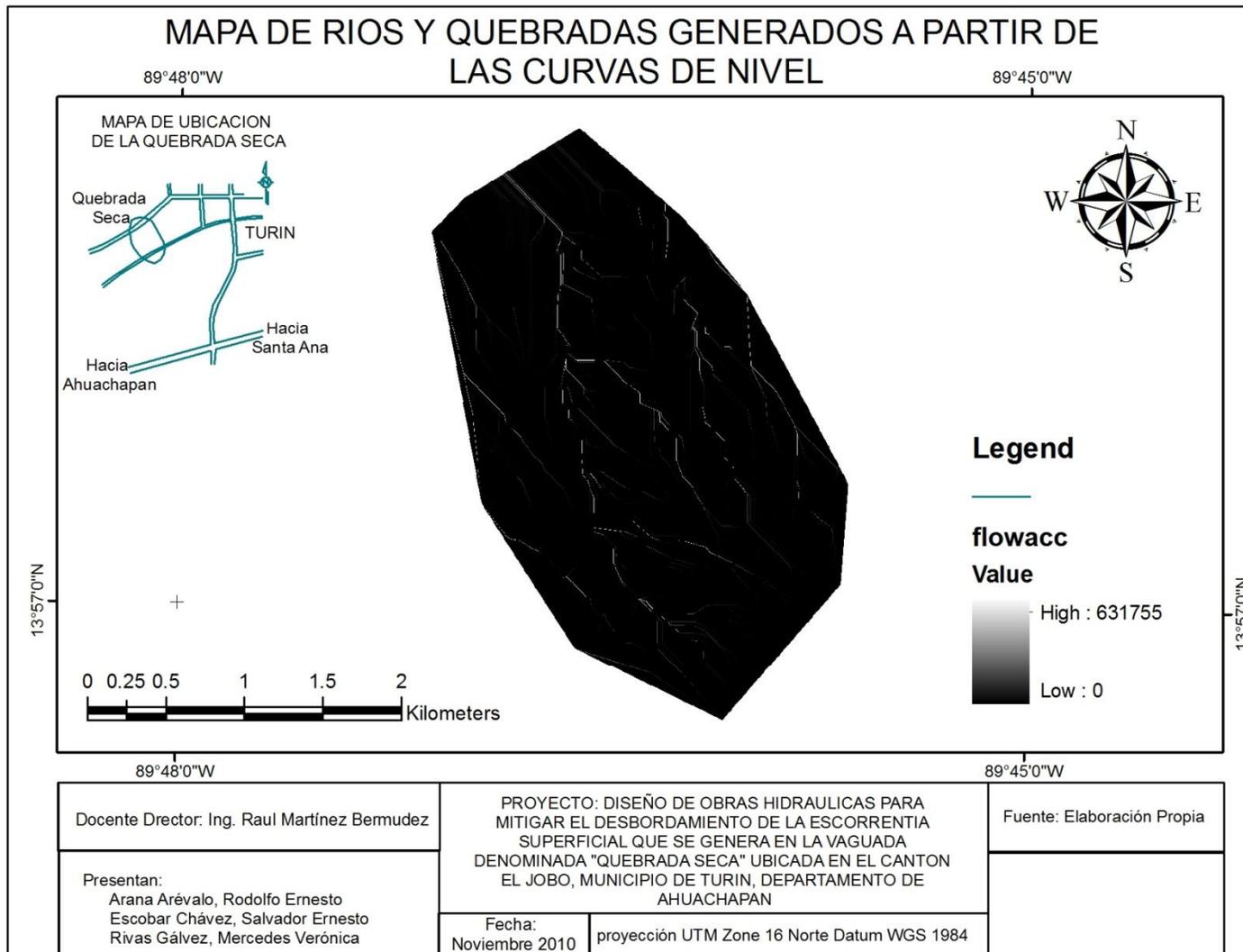
ANEXOS C:

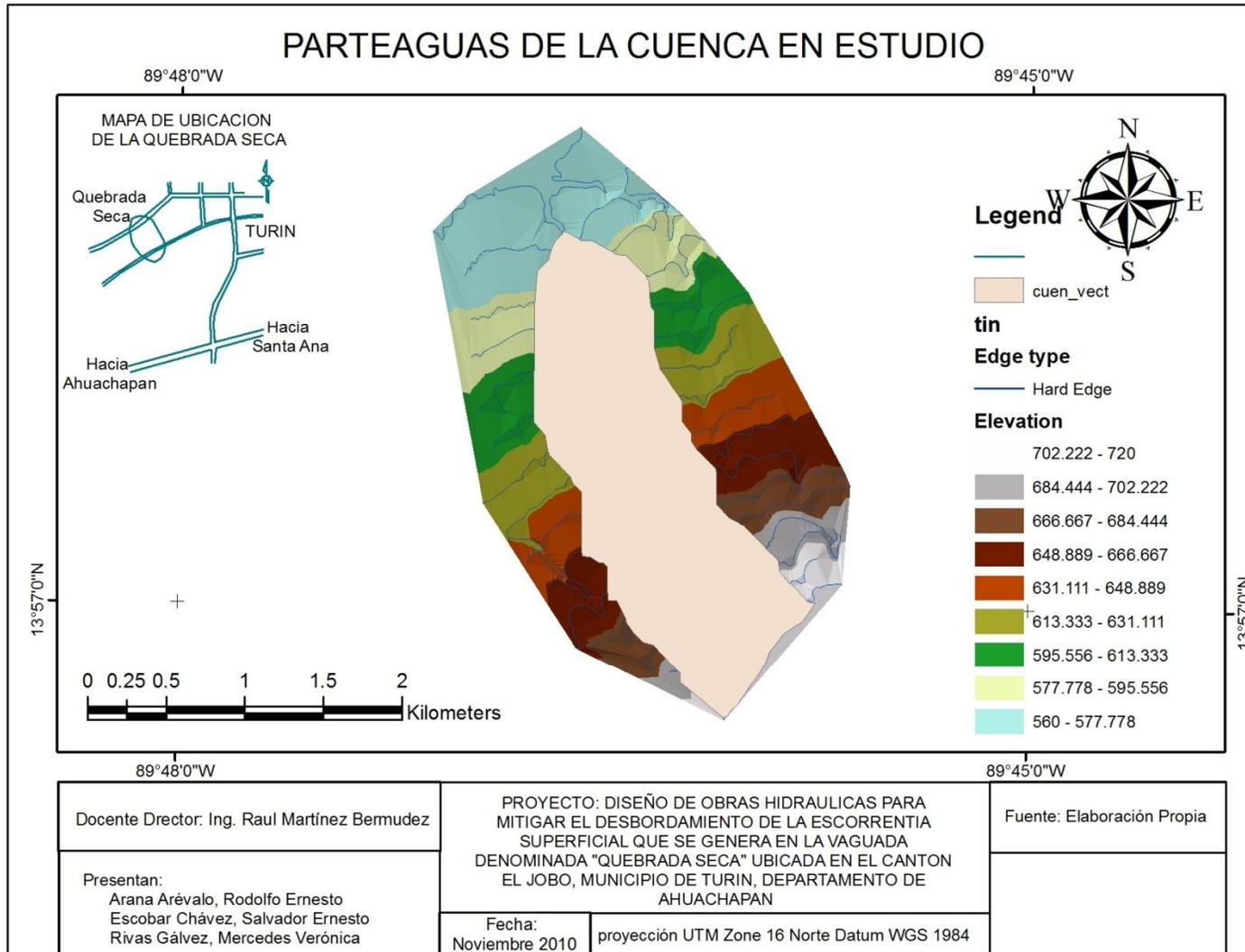
PLANOS DE ARC

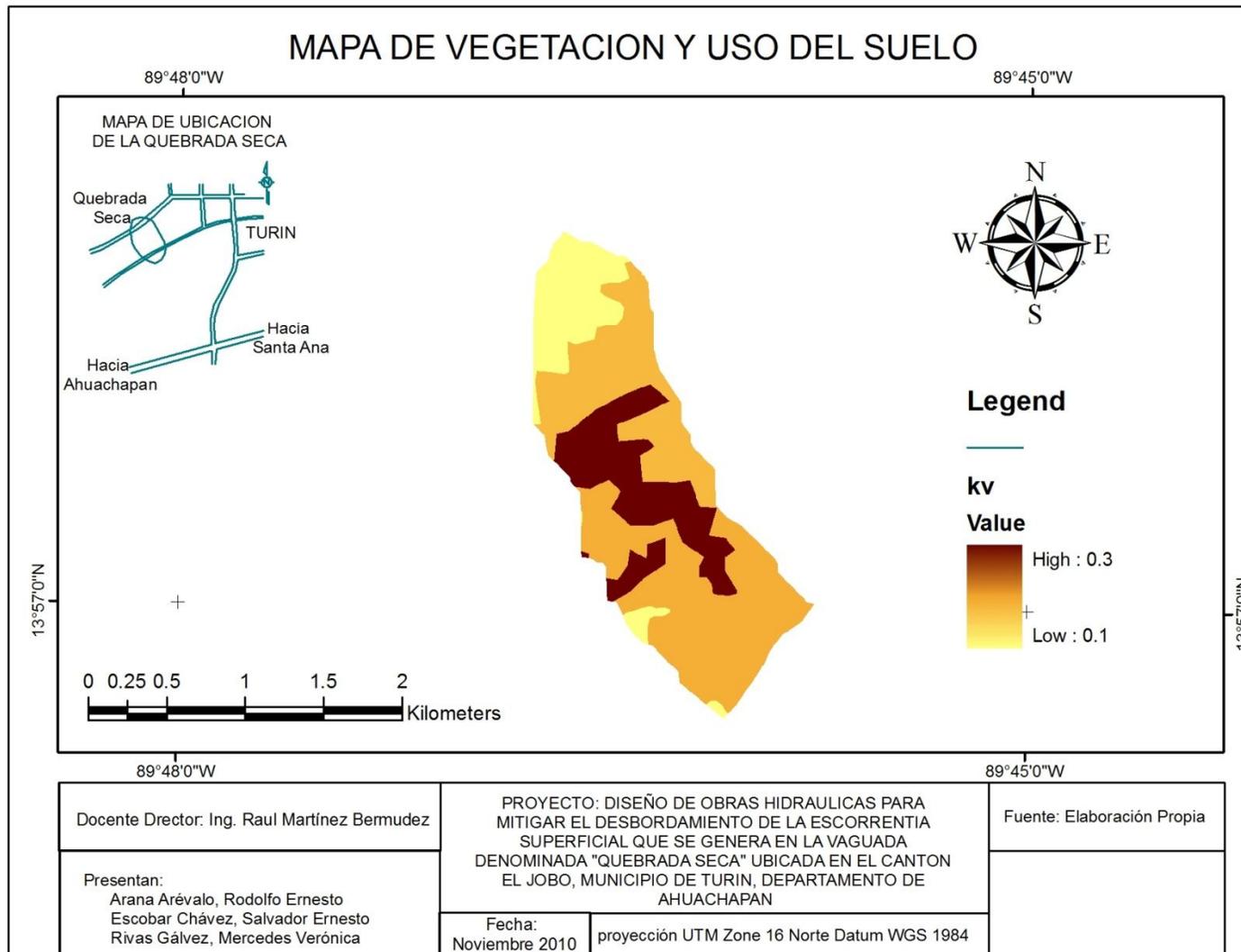
GIS











/

