

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



TRABAJO DE GRADO

**DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE
EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO
DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA**

**PARA OPTAR AL GRADO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR
CRISTIAN IVÁN HERNÁNDEZ MOLINA
JOSUÉ DANIEL MESTIZO MELÉNDEZ
ROBERTO ESAÚ DÍAZ PERAZA

DOCENTE ASESOR
INGENIERO RAÚL ERNESTO MARTÍNEZ BERMÚDEZ

OCTUBRE, 2019
SANTA ANA, EL SALVADOR, CENTRO AMERICA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

AUTORIDADES



M.Sc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

RECTOR

DR. MANUEL DE JESÚS JOYA ÁBREGO

VICERRECTOR ACADÉMICO

ING. NELSON BERNABÉ GRANADOS ALVARADO

VICERRECTOR ADMINISTRATIVO

LICDO. CRISTOBAL HERNÁN RÍOS BENÍTEZ

SECRETARIO GENERAL

M.Sc. CLAUDIA MARÍA MELGAR DE ZAMBRANA

DEFENSORA DE LOS DERECHOS UNIVERSITARIOS

LICDO. RAFAEL HUMBERTO PEÑA MARIN

FISCAL GENERAL

**FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE
AUTORIDADES**



DR. RAUL ERNESTO AZCUNAGA LOPEZ
DECANO

M.Ed. ROBERTO CARLOS SIGÜENZA CAMPOS
VICE-DECANO

M.Sc. DAVID ALFONSO MATA ALDANA
SECRETARIO DE LA FACULTAD

ING. DOUGLAS GARCIA RODEZNO
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

AGRADECIMIENTOS

A mi señor Jesús quien es mi Dios todo poderoso, por poner en mi camino las bendiciones y personas necesarias para formar la persona que soy ahora y para avanzar poco a poco hacia mis objetivos, a través de cada pequeño logro académico.

A mis padres Miguel Ángel Linares por su amor, por su apoyo incondicional para poder conseguir esta meta, especialmente en esos momentos difíciles donde no faltaron esas palabras de ánimo, a mi madre Evelyn Hernández de Linares por siempre estar a mi lado, por la educación para formarme en la persona que soy, estaré eternamente agradecidos con ustedes, muchas gracias saben que los amo mucho.

A mi hermana Maryi Michelle Linares Hernández por todos los momentos compartidos y porque pasamos muchas noches desvelándonos por nuestros estudios, a mi novia Silvia Vanessa Ramírez González por su apoyo y por todas esas palabras de ánimo.

A mis amigos y compañeros de tesis, Esaú (checha) Díaz y Josué Mestizo, por todo su empeño, dedicación y grandes esfuerzos durante la elaboración de este trabajo de grado, pues no fue nada fácil todo el proceso de desarrollo de nuestra tesis, por todos esos inconvenientes que tuvimos y que supimos solventar hasta poder decir terminamos, me siento orgulloso de todos y espero muchas bendiciones para su futuro.

A nuestro docente asesor, Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez y también al Ing. José Rolando Cente; por la buena disposición, todo el apoyo brindado y todos los conocimientos transmitidos durante nuestros años clases y en especial en el desarrollo de este trabajo de grado.

A todos mis compañeros de carrera en especial a mis amigos con los que compartimos muchos años de estudios muchos trabajos en equipo , el café con pan en la base , gracias compañeros Julio, Toby , Orlando, Gabriel , Mestizo , Marlon (penshum) que se nos pegó ya de ultimo y a Jeremias por todas esas consultas y tu apoyo siempre hija gracias.

Cristian Iván Hernández Molina

AGRADECIMIENTOS

Ante todo al SER SUPREMO, al darme la vida y ayudarme en los momentos más difíciles.

A mi Ma, Lorena Idalia Meléndez Barrera y a mi Pa, Daniel Elías Mestizo Santos; por su apoyo y confianza, por su dedicación puesta en mi formación personal, gracias a sus esfuerzos y sacrificios me han ayudado a cumplir objetivos como persona y estudiante.

A mis hermanas; Zenaida, Angélica, Idalia, que de una u otra forma me han ayudado.

A mis buenos amigos y compañeros de tesis, Cristian Hernández y Roberto Díaz, por tolerarme, por todo su empeño y dedicación durante la elaboración de este trabajo de grado, que no ha sido fácil pero ha estado lleno de experiencias y aprendizajes, y que satisfactoriamente concluimos esta buena etapa.

A nuestro docente asesor, Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez y al Ing. José Rolando Cente; por la buena disposición, apoyo brindado y todos los conocimientos transmitidos durante nuestros años clases y en especial en el desarrollo de nuestro trabajo de grado.

A todos los profesores que hasta este punto colaboraron en mi formación académica, por haber compartido sin interés alguno sus valiosos conocimientos; sus lecciones permanecerán siempre conmigo. Siempre les estaré agradecido.

A mis amigos; por ser parte de mi vida, que hicieron más llevadera la universidad, por su apoyo, las anécdotas, el presente, lo que aún falta por vivir, porque el cruzar nuestros caminos ha sido enriquecedor; que en mi memoria están, en su momento nos reencontraremos. Por haber formado parte del momento, ya sean personas o circunstancias, me han dado la fortaleza y han sido parte de la inspiración para levantarme y continuar con el aprendizaje.

A la vida, por permitirme completar esta meta y haberme regalado todo lo que tengo

A ellos y a los que de alguna forma, que para bien o para mal me ayudaron y motivaron, y a quienes de mi memoria se escapan... Gracias.

Josué Daniel Mestizo Meléndez

AGRADECIMIENTOS

Ante todo a Dios Todopoderoso, principio y fin del todo, por su eterno amor y dar a mí vida todo lo necesario para formar la persona que ahora soy, gracias Padre.

A mis amados padres, Jorge Lino Díaz y Avila Emperatriz Peraza; por su inmenso amor y apoyo incondicional, por animarme cada día para conseguir esta meta, especialmente en los momentos más difíciles; por luchar siempre para que saliera adelante, a ellos les debo todo lo que he llegado a ser, infinitas gracias papás.

A mis hermanos, Jorge Lino Díaz y Josué Benjamín Díaz; mis hermanas, Yesenia Arely Díaz y Norma Giselle Díaz; por todos los momentos que hemos compartido juntos, por estar siempre para mí. A Jorgito (cariñosamente, mi hermano mayor), gracias por tu apoyo especial a pesar de la distancia, gracias brother. Incluyo aquí a mi mejor amiga, mi novia, mi prometida, Keily Fajardo, por estar siempre y tolerarme en mis días malos, por todos esos momentos que has sido mi sostén cuando más necesitaba ánimos, gracias chelita.

A mis amigos y compañeros de tesis, Cristian Hernández y Josué Mestizo, por todo su empeño, dedicación y grandes esfuerzos durante la elaboración de este trabajo de grado, que si bien no ha sido fácil, ha estado lleno de experiencia y aprendizaje, y satisfactoriamente concluimos esta buena etapa.

A nuestro docente asesor, Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez y también al Ing. José Rolando Cente; por la buena disposición, todo el apoyo brindado y todos los conocimientos transmitidos durante nuestros años clases y en especial en el desarrollo de este trabajo de grado.

A todos mis amigos/as, con quienes he compartido muy buenos momentos, a veces superando “grandes” obstáculos que trabajando juntos fueron más fácil de pasar. A quienes me han apoyado en momentos difíciles y me brindaron su ayuda, y al mismo tiempo, a hacer un poco más ligera la vida universitaria. No podría mencionarlos a todos, pero en especial quiero agradecer a mi gran amigo Roberto Sanabria, por todas esas experiencias que vivimos estudiando juntos, todos aquellos desvelos no han sido en vano, gracias man; también a mis amigos, los siempre sobresalientes Edgard magaña y Jonathan Silva, gracias por su amistad.

Roberto Esaú Díaz Peraza

INDICE

INTRODUCCIÓN	XV
CAPITULO 1: GENERALIDADES	16
1.1 ANTECEDENTES.....	17
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	23
1.3 OBJETIVOS.....	28
1.3.1 General.....	28
1.3.2 Específicos.....	28
1.4 ALCANCES GLOBALES.....	29
1.5 LIMITACIONES.....	30
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	31
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO	32
2.1 CONCEPTOS BÁSICOS	33
2.1.1 Ciclo hidrológico.....	33
2.1.2 Sistema hidrológico.....	34
2.1.3 Precipitación.....	35
2.1.4 Evapotranspiración.....	37
2.1.5 Escorrentía superficial.....	38
2.1.6 Infiltración.....	38
2.2 CUENCAS HIDROGRÁFICAS	38
2.2.1 Cuencas.....	38
2.2.2 Tipos de cuencas.....	40
2.2.3 Características físicas de las cuencas.....	41
2.2.4 Periodo de retorno.....	44
2.2.5 Formula racional.....	44
2.2.6 Coeficiente de Infiltración.....	45
2.2.7 Coeficiente de escorrentía.....	48
2.2.8 Tiempo de concentración.....	49
2.2.9 Intensidad de lluvia.....	49
2.2.10 Curvas IDF.....	49
2.2.11 Formula de Manning.....	50
2.3 ESTUDIO DE SUELOS	52
2.3.1 METODOS DE EXPLORACION.....	53
2.3.2 Clasificación de suelos.....	59
2.3.3 Carga admisible del suelo.....	63
2.4 TOPOGRAFIA	65
2.4.1 Planimetría.....	65
2.4.2 Altimetría.....	65
2.5 SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO SIG	65

2.5.1	Definición.....	65
2.5.2	Manejo de Datos tipo SIG.....	65
2.6	COMPONENTES BÁSICOS DEL RIESGO.....	67
2.6.1	Amenaza.....	67
2.6.2	Vulnerabilidad.....	67
2.6.3	Amenaza y vulnerabilidad en El Salvador.....	67
2.6.4	Desbordamientos de ríos y quebradas.....	69
2.6.5	Manejo de cuencas enfocado a la mitigación de riesgos.....	73
2.7	CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN.....	73
2.7.1	Medidas Estructurales y No estructurales de Defensa ante inundaciones.....	73
2.7.2	Técnicas de Acondicionamientos de Cauces.....	77
2.7.3	Muros de contención.....	81
2.7.4	Bóvedas.....	83
	CAPITULO 3: DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA.....	86
3.1	ESTUDIO TOPOGRAFICO.....	86
3.1.1	Plano de ubicación (Ver Anexo C-1).....	87
3.1.2	Levantamiento topográfico con curvas de nivel (Ver Anexo C-2).....	87
3.1.3	Perfil longitudinal de los cauces (Ver Anexo C-3).....	87
3.1.4	Levantamiento de las secciones transversales (Ver Anexos C-4).....	87
3.2	ESTUDIO DE SUELOS.....	87
3.2.1	Resistencia a la penetración.....	88
3.2.2	Capacidad de carga.....	88
3.2.3	Conclusiones.....	89
3.2.4	Recomendaciones.....	90
3.3	ESTUDIO HIDROLOGICO.....	92
3.3.1	Periodo de retorno.....	92
3.3.2	Determinación de las características físicas de la cuenca mediante ARC GIS.....	92
3.3.3	Obtención de áreas de influencia.....	92
3.3.4	Delimitar la Cuenca Hidrográfica.....	93
3.3.4.1	Perímetro.....	95
3.3.4.2	Longitud del cauce principal.....	95
3.3.4.3	Rango de elevaciones de la cuenca.....	97
3.3.5	Polígonos de Thiessen.....	98
3.3.5.1	Intensidades de precipitación máxima anual para las zonas.....	103
3.3.6	Determinación del caudal máximo.....	105
3.3.6.1	Cálculo de coeficiente de escorrentía.....	106
3.3.6.2	Tiempo de concentración.....	110
3.3.6.3	Intensidades máximas de diseño.....	111
3.3.6.4	Caudal máximo.....	119
3.3.6.5	Nivel de aguas máximo en puntos de interés.....	121
3.3.6.6	Análisis de los resultados.....	123
	CAPITULO 4: DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACION.....	124
4.1	ANÁLISIS PARA PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN.....	125

4.1.1	Quebrada La Barranca	125
4.1.2	Resumen de obras de mitigación	126
4.2	<i>DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN MC-1 SOBRE QUEBRADA LA BARRANCA</i>	127
4.2.1	Criterios de diseño.....	128
4.2.2	Predimensionamiento de elementos para muro MC-1.	128
4.2.3	Obtención de cargas de diseño:	129
4.3	<i>DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN MC-2 SOBRE QUEBRADA LA BARRANCA</i>	141
4.3.1	Predimensionamiento de elementos para muro MC-2.	141
4.3.2	Obtención de cargas de diseño:	141
4.4	<i>DISEÑO DE BOVEDA SOBRE QUEBRADA LA BARRANCA</i>	153
4.4.1	Predimensionamiento	154
4.4.2	Estados de carga en franjas de 1m de largo.....	155
4.4.3	Combinaciones de carga.	159
4.4.4	Diagramas de envolventes	160
4.4.5	Calculo del acero	162
CAPITULO 5: PRESUPUESTO DE OBRAS PROPUESTAS.....		180
CAPITULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		182
6.1	<i>CONCLUSIONES</i>	183
6.2	<i>RECOMENDACIONES</i>	184
BIBLIOGRAFIA		185
ANEXOS		187
<i>Anexo: A Fotografías</i>		188
<i>Anexo B: Mapas de microcuenca La Barranca</i>		193
<i>Anexo C: Planos.....</i>		199

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1- 1. Puente provisional.....	19
Fotografía 1- 2. Descarga de aguas lluvias de Urbanización Jardines Del Rocío.	21
Fotografía 1- 3. Inundación quebrada la Barranca.	24
Fotografía 1- 4. Puente peatonal destruido.	25
Fotografía 1- 5. Colector de aguas lluvias diámetro 30" PVC.....	26
Fotografía 1- 6. Casas aledañas a la quebrada	27

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- 1. Ubicación la zona de análisis.....	20
Figura 1- 2. Descarga de Aguas Lluvias.....	22
Figura 2- 1. Esquema ciclo hidrológico.....	33
Figura 2- 2. Esquematación de Sistema Hidrológico.....	35
Figura 2- 3. Principales tipos de precipitación: convectiva, orográficas y frontales.....	36
Figura 2- 4. Evapotranspiración.....	37
Figura 2- 5. Elementos de una cuenca hidrográfica.....	39
Figura 2- 6. Composición de una cuenca hidrográfica.....	39
Figura 2- 7. Cuenca del Punto de Interés P.....	41
Figura 2- 8. A y B, Métodos de orden de una cuenca.....	42
Figura 2- 9. Curva Hipsométrica.....	43
Figura 2- 10. Herramientas para Sondeos Exploratorios por Rotación, a) Barrenos Helicoidales, b) Posteadoras.....	55
Figura 2- 11. Penetrómetro Estándar.....	56
Figura 2- 12. Penetrómetros Cónicos; a)Tipo danés, b)Tipo Holandés, c)Tipo para Ensayo Dinámico, c)Tipo de Inyección.....	57
Figura 2- 13. Calicata realizada con retro excavadora.....	58
Figura 2- 14. Falla por corte general.....	63
Figura 2- 15. Falla por punzonamiento.....	64
Figura 2- 16. Falla por corte local.....	64
Figura 2- 17. Gavión instalado a orillas del rio Tunes.....	79
Figura 2- 18. Esquema de Recubrimiento de Canal con Zampeado.....	80
Figura 2- 19. Tipos de muro de contención y drenajes posteriores: (a) muro de gravedad; (b) muro en voladizo; (c) muro con contrafuertes.....	82
Figura 2- 20. Partes del muro ilustraré cada una con una sección recta de un muro ménsula tipo.....	83
Figura 3- 1Curvas de nivel, Municipio de Santa Ana.....	93
Figura 3- 2 Microcuenca La Barranca.....	94
Figura 3- 3 Nuevo campo para visualizar el área de la microcuenca.....	95
Figura 3- 4 Cauce, microcuenca La Barranca.....	96
Figura 3- 5 Nuevo campo para visualizar la longitud del cauce, quebrada La Barranca.....	96
Figura 3- 6 Curvas de nivel para la microcuenca, La Barranca.....	97
Figura 3- 7 Superficie TIN, microcuenca La Barranca.....	98
Figura 3- 8 Polígonos de Thiessen.....	99
Figura 3- 9 Curvas de nivel para cada área de influencia de las estaciones.....	101
Figura 3- 10 Modelo de Elevación Digital, microcuenca La Barranca.....	102
Figura 3- 11 Cálculo de coeficiente de escorrentia.....	107
Figura 3- 12 Cálculo de coeficiente de pendiente.....	108
Figura 3- 13 Coeficiente de textura.....	109
Figura 3- 14 Formula de coeficiente de escorrentia mediante la herramienta, raster Calculator.....	110
Figura 3- 15 Coeficiente de escorrentía microcuenca La Barranca.....	110

Figura 3- 16 Ingreso de datos para el cálculo del caudal por celda.	119
Figura 3- 17 Dimensiones de cada celda.	120
Figura 3- 18 Caudal de diseño, estación de influencia, EL PALMAR.	120
Figura 3- 19 Caudal de diseño, estación de influencia, UNICAES	121
Figura 4- 2 Envolvente de momentos para el estado límite de resistencia.	160
Figura 4- 3 Envolvente de cortante para el estado límite de resistencia.	161
Figura 4- 4 Envolvente de carga axial para el estado límite de resistencia.	161
Figura 4- 5 Envolvente de momento para el estado límite de servicio.	162
Figura 4- 6 Ubicación del acero.	163
Figura 4- 7 Momento actuante Usando la sección agrietada, una franja de 0.20m de ancho.	164
Figura 4- 8 Ubicación del acero.	167
Figura 4- 9 Momento actuante Usando la sección agrietada, una franja de 0.17m de ancho.	168
Figura 4- 10 Cheque por corte.	170
Figura 4- 11 Ubicación del acero.	172
Figura 4- 12 Momento actuante usando la sección agrietada, una franja de 0.18m de ancho.	174
Figura 4- 13 Cortante en paredes.	176
Figura 4- 14 Envolvente para losa inferior, estado límite de resistencia.	177
Figura 4- 15 Envolvente para cortante en losa inferior.	178

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Coeficiente de pendiente.....	46
Tabla 2-2. Coeficiente de textura de suelo.....	46
Tabla 2-3. Coeficiente del uso de suelo	48
Tabla 2-4. Coeficientes de rugosidad de Manning	52
Tabla 2-5. Nombres típicos de los materiales. Fuente: Manual de geología para ingeniero.....	61
Tabla 2-6. Características y Uso de los Suelos (Grupo SUCS)	63
Tabla 3- 1Tipos de suelo.....	87
Tabla 3- 2 Compacidad relativa de suelos arenosos.....	88
Tabla 3- 3 Consistencia de suelos cohesivos.	88
Tabla 3- 4 Capacidad de carga.....	89
Tabla 3- 5 Profundida de sondeos.	89
Tabla 3- 6 Sondeo a utilizar	91
Tabla 3- 7 Intensidades de precipitación máxima. Estación EL PALMAR.....	104
Tabla 3- 8 Intensidades de precipitación máxima. Estación UNICAES.....	105
Tabla 3- 9 Datos ordenados estación UNICAES.....	113
Tabla 3- 10 Datos ordenados, estación EL PALMAR.	114
Tabla 3- 11 Datos para curva de descarga.	122
Tabla 4- 1 Datos para curva de descarga.	127
Tabla 4- 2 Datos para curva de descarga.	153

INDICE DE GRAFICOS

Grafico 3- 1 Distribución Gumbel, estación UNICAES	115
Grafico 3- 2 Distribucion Gumbel, estacion EL PALMAR	116
Grafico 3- 3 Curva IDF, estación UNICAES.....	117
Grafico 3- 4 Curva IDF, estación EL PALMAR.....	118
Grafico 3- 5 Curva de descarga para el punto de interes, microcuenca La Barranca	122
Grafico 4- 1 Curva de descarga para sección de muro MC-1 (4mx3.2m).....	128
Grafico 4- 2 Curva de descarga para sección de Bóveda (4mx3.20m).....	154

INTRODUCCIÓN

El Salvador es un país altamente perjudicado por una diversidad de fenómenos naturales que constantemente producen situaciones de desastre, las cuales dañan al territorio y a la población, principalmente a aquellas viviendas que se encuentran ubicadas en las zonas más vulnerables y de mayor riesgo; por su poca capacidad para hacer frente y resistir a los efectos de dichos fenómenos.

Uno de los fenómenos naturales que ocurren con mayor frecuencia en El Salvador son las inundaciones, las cuales son producto de los desbordamientos de ríos, lluvias torrenciales, subida mayor de las mareas, etc. provocando incomunicación, pérdidas humanas, materiales y económicas

El centro histórico de la ciudad de Santa Ana es una zona propensa a sufrir inundaciones debido principalmente a la pobre capacidad de infiltración de la escorrentía superficial en la época lluviosa, sin embargo, existen otras zonas del municipio que se ven afectadas por las inundaciones como consecuencia de las fuertes precipitaciones que desbordan quebradas cercanas a las viviendas de los santanecos.

Lo anterior es similar a lo que está sucediendo actualmente en la zona de equipamiento social de la Urbanización Jardines del Rocío, el cual se ve afectado por la escorrentía superficial de la quebrada La Barranca en donde se presentan estancamientos de agua y deterioro en algunas áreas, lo cual convierte la zona en una zona de riesgo para esta y futuras locaciones si no se hace algo para contrarrestarlo.

Es así que en este documento se presentan las complicaciones de la comunidad y los estudios técnicos previos a realizar para plasmar una viable solución a los problemas de inundación, erosión y proliferación de vectores que se generan por el estancamiento de agua sobre el terreno antes mencionado.

CAPITULO 1: GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Acerca del municipio de santa Ana

Ubicación geográfica

Santa Ana es un municipio ubicado en la zona occidental de El Salvador tiene una extensión territorial de 400.05 km², tiene una población de 245,421 habitantes según censo de 2009 publicado por DIGESTYC y se encuentra a 665 metros de altura sobre el nivel del mar (Ministerio de Economía, 2011).

El municipio Santa Ana del departamento de Santa Ana. Está en un valle situado a 650 metros sobre el nivel del mar, está limitado por los siguientes municipios: al norte, por Texistepeque y Nueva Concepción (departamento de Chalatenango); al este, por San Pablo Tacachico (departamento de La Libertad), Coatepeque y El Congo; al sur, por Izalco (departamento de Sonsonate); y al oeste, por Chalchuapa, San Sebastián Salitrillo, El Porvenir y Candelaria de La Frontera. Se encuentra ubicado entre las coordenadas geográficas siguientes: 14° 07' 57'' LN (extremo septentrional) y 13° 48' 20'' LN (extremo meridional); 89° 23' pp'' LWG (extremo oriental) y 89° 38' 27'' LWG (extremo occidental) (Instituto Geográfico y de Catastro Nacional, 2001).

Hidrografía

Riegan el municipio los ríos: Lempa, Comecayo, El Molino, Piedra Rajada o Curtidero, Agua Fría, Chigüillo, Apanchacal o El Sauce, Zarco, Amayo, Vertiente, Suquiapa, Güilguayo, El Pital, Pepesca y la China. Entre las quebradas están: Barranca, El Garrobo, Las Minas, El Javillal, La Bolsona, El Olvido, La Escuela, El Mezcal, El Jobo, El Tempisque o El Doce, Los Alpes, San Martín, La Barranca, De Ceniza, La Pilona, Las Pilas, El Huerto o las Manitas, De Agua, Las piletas, El Ciprés, Chingüillo, De Maquén, El Zapote, El Charcón, Seca, Masacúa, Las Palomas, El Carmen, El Incienso o Los Micos, Del Pinar, Valle Nuevo, El Ranchador, La Semita, La Bolsa, Ayutica, El Cerro, Monte Hondo, El Remancece, Cucaguayo, Calle Ancha, Las Mesas, El Salto, Presto Se Secam La Chamula, Los Rincones, El Pital, El Juidero, El Incienso, El Pito, El Ojushtal, Las Marías, El Sauce, La Canoa, El Cachinflín, Del Muerto, El

Amatón, Chapina y De Agua. Al sur del municipio de Santa Ana, se encuentra el lago de Coatepeque, que es compartido con el municipio de El Congo.

Orografía

Las elevaciones más importantes lo representan: al sur, el volcán de Santa Ana o Ilamatepec, que juntamente con los cerros: Pacho, De Afate, El Pajal, Guacamayero y Mascarón; forman parte de la Sierra Apaneca-Ilamatepec. En las faldas del volcán de Santa Ana y hacia el centro del municipio, se localiza una planicie en las que se encuentra la ciudad; al norte de ésta se forman pequeñas configuraciones orográficas entre las que se destacan los siguientes cerros: Dormidos, Santa Juan, El pinar, El papal, Las Mesas, Cubilete, San Jacinto, Sandoval, Chaparrón, Pinalito, El Níspero, Sayunza, El pinalón, La Estopacal, Tecomatán, Tabanco, Los Chivos, Santo Domingo, La Tortuga, De La Noria, Las Mesas, Coyote y La Chumela; las lomas: Del Follage, De Arequiapa, Monte Hondo, El Mineral, La Periquera, Cueva de León, El Rodeo, El Cachinflín o El Zope, El Tablón, El Mal Paso, El Milagro y El Mirador. Entre la ciudad y el río Lempa se tienen los siguientes cerros: Tecana, La Esperanza, Peña Blanca, La Finca, De Camones, Los Cubiletos, Los Compadres, Las Delicias, El Sillón o El Sapo, El Jicote, El Salitre, El Gato, El Chile, El Zacamil, El Coyo, La Chapina, Moralitos, La Flor, El Copinol, De Sillares, Chata, Esquipulas, El Tembladero, La Botija, El Once, El Zope, El Sobaco, La Bolsa, Güiligüiste, El Barranco, De La Gloria, El Aguacatal y San Luis

Zona de análisis

La ciudad de Santa Ana desde hace un par de años viene presentando un problema grave respecto a su sistema de drenaje pluvial. El actual no es capaz de desalojar la cantidad de agua que va recogiendo y la red colapsa inundando las viviendas y negocios de los santanecos; y va deteriorando las diferentes calles del centro histórico además de bloquear el acceso a estas complicándoles a los ciudadanos la movilización en días lluviosos.

La Urbanización Jardines del Rocío fue construida en 2003 y al terminar las construcciones, al área de equipamiento social se le hizo un relleno de tierra negra y otro material que había sobrado y se dejó plano el terreno. Con el pasar del tiempo, y con las tormentas que han venido afectando la zona, ese relleno poco a poco se fue lavando para dar paso a la quebrada que se encuentra ahí a tal grado que en el 2015 la sección de la quebrada fue ampliándose hasta el punto

de dejar al descubierto la tubería colectora de aguas lluvias del sistema de drenaje además de ir minando y arrancando árboles y arbustos que se encontraban a sus orillas. La cantidad de agua que pasa es tan intensa que destruyó un puente que se encontraba en esa misma zona para cruzar la quebrada y la comunidad se vio en la necesidad de construir uno nuevo provisional (Ver Fotografía 1-1).



Fotografía 1- 1. Puente provisional
Fuente: Elaboración propia
Fecha: 16 de Agosto del 2018

Ubicación de la zona de análisis

Ubicación: zona de equipamiento social de urbanización Jardines Del Rocío sobre la carretera al by pass carretera a Metapán.

El inmueble a beneficiar con el diseño de las obras de mitigación es propiedad de la Urbanización Jardines Del Rocío que fue adquirido en el año 2003 siendo utilizado para diversos tipos de actividades como fiestas, reuniones cumpleaños y otros.

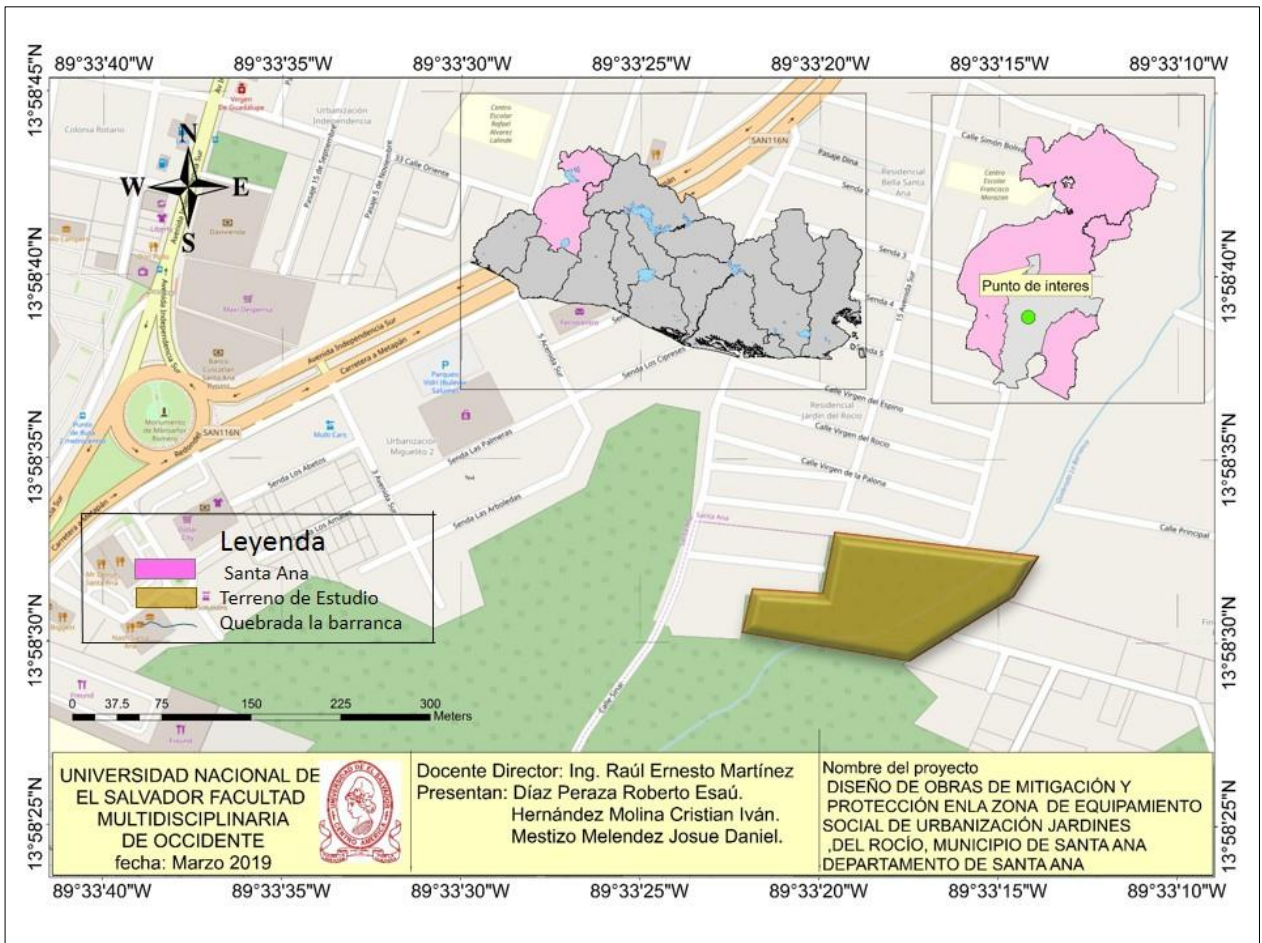


Figura 1- 1. Ubicación la zona de análisis

Fuente: Elaboración propia a través de Open Street Map, ArcGIS

Según pobladores de la zona, desde años atrás el terreno antes mencionado, presentaba problemas relacionados con inundaciones y erosión a causa de la circulación de agua en época lluviosa, lo cual provoco que el colector de aguas lluvias de la urbanización se quebrara debido al desbordamiento de tierra (Ver Fotografía 1-2).



Fotografía 1- 2. Descarga de aguas lluvias de Urbanización Jardines Del Rocío.

Fuente: Elaboración propia.

Fecha de capturas: 08 de Marzo de 2019

Dentro de las descargas que recibe la quebrada están las de las urbanizaciones: el Sinaí I, El Sinaí II, La Heroica, Villas del Mediterráneo, Finca El Rosario, Jardines Del Rosario y pronto se terminara una nueva Urbanización que se llamara Urbanización Vía Toscana que descargara sus aguas lluvias a la quebrada la barranca

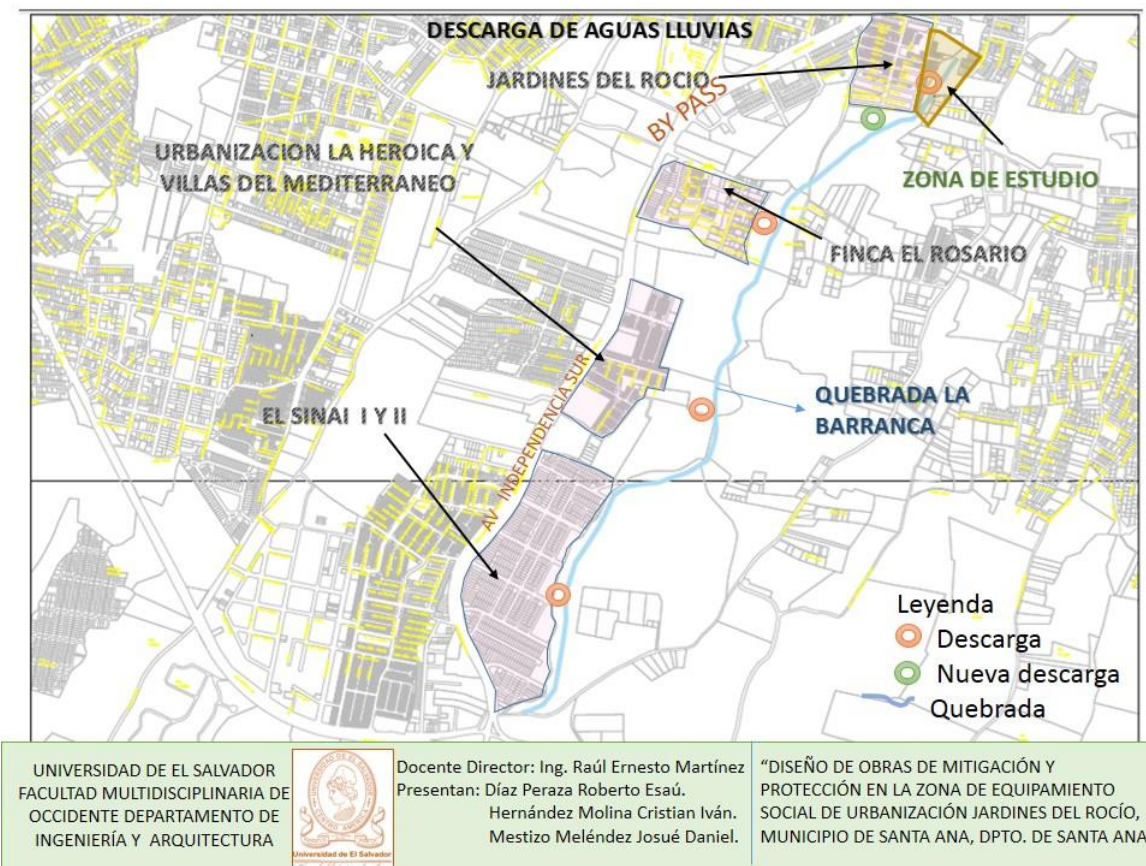


Figura 1- 2. Descarga de Aguas Iluvias
Fuente: Elaboración propia
Fecha de captura: 16 de Agosto del 2018

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país, así como también en otros países de la zona, a través de los años el clima se ha vuelto cada vez más inestable, presentando patrones muy distintos a los que se observaban hace 40 o 50 años atrás, alternando entre períodos de sequía y de lluvia torrencial, pasando de uno a otro en corto tiempo. Esto convierte al clima en una variable que no se puede subestimar en ningún momento.

El acelerado crecimiento urbano de Santa Ana específicamente en la zona sur del municipio de Santa Ana, ha ocasionado que el drenaje natural se haya modificado de tal forma que la escorrentía superficial es mayor, debido a la poca facilidad de infiltración que presenta el terreno a causa de la impermeabilidad en el suelo por las urbanizaciones que ahora existen en el lugar.

La zona de equipamiento social de la Urbanización Jardines del Rocío en su estado actual es inaceptable para la municipalidad. Las condiciones en las que se encuentra el terreno a causa de las lluvias están afectando a los habitantes de dicha urbanización, es evidente que las inundaciones que ha presentado la quebrada en estudio provocan erosión y deterioro progresivo del suelo. Si no se realizan las obras pertinentes, el problema crecería con los años, trayendo consigo inversiones futuras de mayor costo que las que se pueden realizar actualmente.



Fotografía 1- 3. Inundación quebrada la Barranca.

Fuente: Elaboración propia

Fecha de captura: 16 de Agosto del 2018

El agua que descarga en esa zona comprende aquellas que bajan del volcán de Santa Ana, las de urbanización El Trébol, urbanización El Sinaí, Urbanización Arizona, Urbanización Jardín, Urbanización Pinares, Urbanización La Heroica, Urbanización Villas del Mediterráneo, Colonia Los Santos, Colonia las Brisas, Lotificación Comercial Los Héroes, Colonia Loma Linda y aguas provenientes de Final 37 calle Sur; dicha cantidad de agua ha aumentado considerablemente el cauce de la quebrada y ha generado la erosión del terreno a tal punto que ha dañado la tubería colectora de agua lluvia y ha destruido un puente peatonal que se tenía en ese lugar sin mencionar las inundaciones que provoca en toda la zona.



Fotografía 1- 4. Puente peatonal destruido.

Fuente: Elaboración propia

Fecha de captura: 16 de Agosto del 2018

Durante la época lluviosa, según testimonio de habitantes de la zona, es un hecho frecuente el desbordamiento de la quebrada La Barranca en algunos tramos a lo largo de su cauce, comúnmente debido a la escasa elevación del terreno de sus extremos con respecto al nivel de sus aguas y sección de encauce variable y poco definida



Fotografía 1- 5. Colector de aguas lluvias diámetro 30" PVC

Fuente: Elaboración propia

Fecha de captura: 16 de Agosto del 2018

La profundidad de la quebrada la barranca en su punto de mayor erosión es de 7 metros y la distancia que hay de la quebrada a las viviendas es aproximadamente 11.50 metros. Para determinar el ancho de protección de la quebrada se multiplica la profundidad por un factor de 1.5 y se medirá paralela a partir de dicha orilla (MARN, Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador y de los Municipios Aledaños, 2016).

Por lo que el ancho de protección de la barranca es de $7.00 \times 1.50 = 10.5$ metros; al comparar la distancia de protección (10.5 metros) con la distancia real que hay de la quebrada (11.50 metros) podemos notar que las viviendas están ubicadas al límite de protección y tomando en cuenta la erosión que se da en cada época de lluvia se puede afirmar la inminente vulnerabilidad de las viviendas.



Fotografía 1- 6. Casas aledañas a la quebrada
Fuente: Elaboración propia
Fecha de captura: 02 de Mayo del 2019

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 General:

- Diseñar las obras de mitigación y protección para la quebrada La Barranca que atraviesa la zona de equipamiento social de la urbanización Jardines del Rocío.

1.3.2 Específicos:

- Determinar la variación del caudal y los niveles de aguas máximas mediante un estudio hidrológico.
- Elaborar un levantamiento topográfico en la zona de interés para la obtención de su Planimetría y Altimetría.
- Producir toda la información técnica que contribuya a solventar los problemas ocasionados por el paso del agua en dicha zona.

1.4 ALCANCES GLOBALES

Con el desarrollo del proyecto se pretende dar un aporte a la municipalidad de Santa Ana en cuanto al conocimiento de las posibles obras que se deben realizar para mitigar el deterioro del terreno en estudio.

Con toda la información disponible de la zona en estudio, se procederá a realizar el respectivo diseño de las estructuras de protección y mitigación, sean estas bóvedas, muros de contención, entre otros, según se estime más viable y conveniente.

Se presentará el presupuesto del proyecto respecto a todas las obras que se deberán realizar en la zona afectada.

1.5 LIMITACIONES

- No se incluirá un estudio de impacto ambiental de la zona, por motivos de costo.
- El diseño de las obras de mitigación y protección se hará únicamente en las áreas identificadas que repercutan un mayor efecto negativo para el terreno.
- No se realizara estudio de suelos, debido a que se gestionara dicha información con las diferentes empresas constructoras que han intervenido en la zona. Estos antecedentes nos podrían ser de utilidad para el diseño.
- Dificultad para la obtención de información técnica con el personal de la Alcaldía.

1.6 JUSTIFICACIÓN

La investigación y realización de este proyecto tendría un impacto positivo tanto para las condiciones físicas y drenaje de la zona de equipamiento como también para minimizar costos de mayores inversiones futuras por parte de la municipalidad debido a la prolongación de la problemática planteada; también implicaría un impacto positivo para la comunidad tanto en que el proyecto les dará seguridad a los habitantes de la urbanización solventando las deterioradas condiciones físicas y de drenaje de la zona al prestar la debida atención lo antes posible, porque de no ser así traería consigo mayores consecuencias a futuro pues el ancho de protección de la quebrada con las viviendas está en su límite según Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador y de los Municipios Aledaños, donde las soluciones a realizar serán de mayor magnitud y por ende de mayor costo, afectando directamente a los habitantes.

Si en algún momento la alcaldía decide realizar las obras, se beneficiaría de forma directa a las familias que viven en las cercanías de esta zona además de que al ser una zona de recreación y equipamiento social, se alcanzarían condiciones de bajo riesgo para la comunidad evitando la posible ocurrencia de una catástrofe que involucre la pérdida de vidas humanas así como la erradicación de vectores generados a causa del estancamiento de agua.

En base a todos los argumentos expuestos, y con el objetivo de proteger la locación de futuras obras para el mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de la comunidad, se ha identificado la necesidad de desarrollar el “DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA” (Ver Figura 1-1).

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 CONCEPTOS BÁSICOS

2.1.1 Ciclo hidrológico

El ciclo del agua describe la presencia y el movimiento del agua en la Tierra y sobre ella. El agua de la Tierra está siempre en movimiento y constantemente cambiando de estado, desde líquido, a vapor, a hielo, y viceversa. El ciclo del agua ha estado ocurriendo por billones de años, y la vida sobre la Tierra depende de él; la Tierra sería un sitio inhóspito si el ciclo del agua no tuviese lugar. (USGS U.S. Geological Survey)

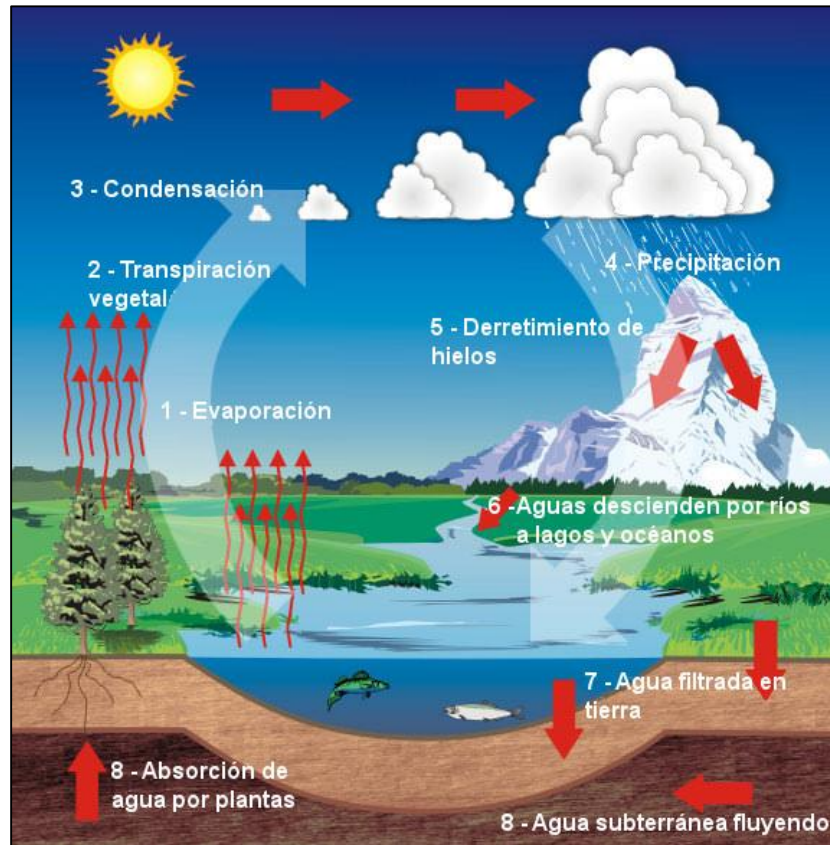


Figura 2- 1. Esquema ciclo hidrológico.

Fuente: <https://www.thinglink.com/scene/725754259978584066>

El ciclo del agua no se inicia en un lugar específico, pero para esta explicación asumimos que comienza en los océanos. El sol, que dirige el ciclo del agua, calienta el agua de los océanos, la cual se evapora hacia el aire como vapor de agua. Corrientes ascendentes de aire llevan el vapor a las capas superiores de la atmósfera, donde la menor temperatura causa que el vapor de agua se condense y forme las nubes. Las corrientes de aire mueven las nubes sobre el globo, las partículas de nube colisionan, crecen y caen en forma de precipitación. Parte de esta precipitación cae en forma de nieve, y se acumula en capas de hielo y en los glaciares, los cuales

pueden almacenar agua congelada por millones de años. En los climas más cálidos, la nieve acumulada se funde y derrite cuando llega la primavera. La nieve derretida corre sobre la superficie del terreno como agua de deshielo y a veces provoca inundaciones. La mayor parte de la precipitación cae en los océanos o sobre la tierra, donde, debido a la gravedad, corre sobre la superficie como escorrentía superficial.

Una parte de esta escorrentía alcanza los ríos en las depresiones del terreno; en la corriente de los ríos el agua se transporta de vuelta a los océanos. El agua de escorrentía y el agua subterránea que brota hacia la superficie, se acumula y almacena en los lagos de agua dulce. No toda el agua de lluvia fluye hacia los ríos, una gran parte es absorbida por el suelo como infiltración. Parte de esta agua permanece en las capas superiores del suelo, y vuelve a los cuerpos de agua y a los océanos como descarga de agua subterránea. Otra parte del agua subterránea encuentra aperturas en la superficie terrestre y emerge como manantiales de agua dulce. El agua subterránea que se encuentra a poca profundidad, es tomada por las raíces de las plantas y transpirada a través de la superficie de las hojas, regresando a la atmósfera. Otra parte del agua infiltrada alcanza las capas más profundas de suelo y recarga los acuíferos (roca subsuperficial saturada), los cuales almacenan grandes cantidades de agua dulce por largos períodos de tiempo. A lo largo del tiempo, esta agua continua moviéndose, parte de ella retornará a los océanos, donde el ciclo del agua se "sierra" y comienza nuevamente.

2.1.2 Sistema hidrológico

Los Fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y es posible que nunca se les entienda. Pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema. Un sistema es un conjunto de partes conectadas entre sí, que forman un todo.

El sistema hidrológico, como fundamento (herramienta) de la hidrología. Es una estructura o volumen en el espacio, rodeada por una frontera, que acepta agua y otras entradas, opera sobre ellas internamente y las produce como salidas. Los procesos involucrados puede conceptualizarse en dos procesos fundamentales: el almacenamiento y la transferencia de masas de agua entre los almacenamientos.

Dentro del sistema se pueden tener subsistemas. Los componentes del sistema global se agrupan en: sistema de agua atmosférica, sistema de agua superficial, sistema de agua subsuperficial. Para analizar el sistema total se conforman subsistemas más simples que pueden estudiarse separadamente o combinarse los resultados de acuerdo con las interacciones que se llevan a cabo entre ellos (ver Figura 2-2).

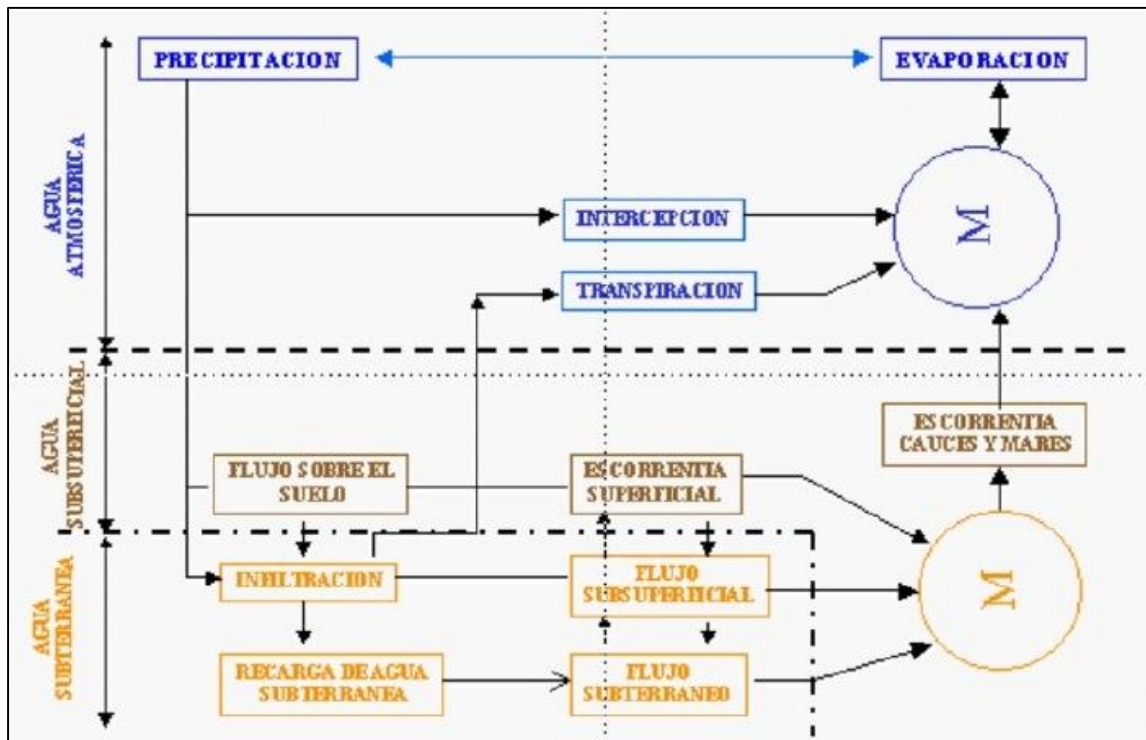


Figura 2- 2. Esquemática de Sistema Hidrológico

Fuente: Estrela, T., 1992. Metodología y Recomendaciones para la Evaluación de Recursos Hídricos. Centro de Estudios Hidrográficos

2.1.3 Precipitación

Se denomina precipitación, a toda agua meteórica que cae en la superficie de la tierra, tanto en forma líquida (llovizna, lluvia, etc.) y sólida (nieve, granizo, etc.) y las precipitaciones ocultas (rocío, la helada blanca, etc.). Ellas son provocadas por un cambio de la temperatura o de la presión. La precipitación constituye la única entrada principal al sistema hidrológico continental (Musy, 2001).

Para la formación de la precipitación se requiere la condensación del vapor de agua atmosférico. La saturación es una condición esencial para desbloquear la condensación. Los varios procesos termodinámicos son convenientes para realizar la saturación de las partículas

atmosféricas inicialmente no saturadas y causar su condensación: saturación y condensación isobárica (a presión constante), saturación y condensación por presión adiabática, saturación y condensación por presión de vapor de agua, saturación por mezcla y turbulencia.

Existen diferentes tipos de precipitación: precipitación convectiva, precipitación orográfica y precipitaciones frontales, tal como se puede apreciar en la Figura 2-3.

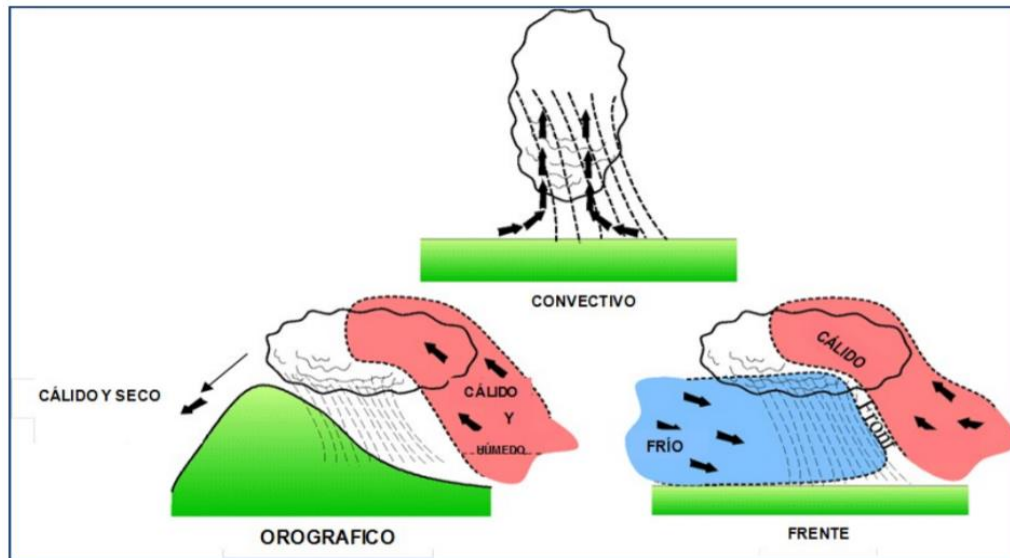


Figura 2- 3. Principales tipos de precipitación: convectiva, orográficas y frontales
Fuente: André Musy, 2001.

Precipitación Convectiva: Resultan de una subida rápida de las masas del aire en la atmósfera. Se asocian a los cúmulos y cumulonimbus, desarrollo vertical significativo, y son generados así por el proceso de Bergeron. La precipitación que resulta de este proceso es generalmente tempestuosa, de corta duración (menos de una hora), de intensidad fuerte y de poca extensión espacial.

Precipitación Orográfica: Como su nombre indica (del griego oros = montaña), este tipo de precipitación se relaciona con la presencia de una barrera topográfica. La característica de la precipitación orográfica depende de la altitud, de la pendiente y de su orientación, pero también de la distancia que separa el origen de la masa del aire caliente del lugar del levantamiento. En general, presentan una intensidad y una frecuencia regular.

Precipitación Frontal o del tipo ciclónico: Se asocian a las superficies de contacto entre la temperatura de la masa de aire, el gradiente térmico vertical, la humedad y de los diversos índices del recorrido, que uno nombra Frentes. Los frentes fríos crean precipitaciones cortas e intensas. Los Frentes calientes generan precipitaciones de larga duración pero no muy intensas.

2.1.4 Evapotranspiración

La evapotranspiración se produce a través de la evaporación del agua presente en la superficie terrestre, junto con la que está en mares, ríos y lagos y la que procede también de la tierra, incluyendo la transpiración de los seres vivos, en especial de las plantas. Como resultado de este proceso se determina la formación de vapor atmosférico, que, al llegar a las condiciones de condensación, retorna en parte a la superficie en forma de precipitación líquida o sólida.

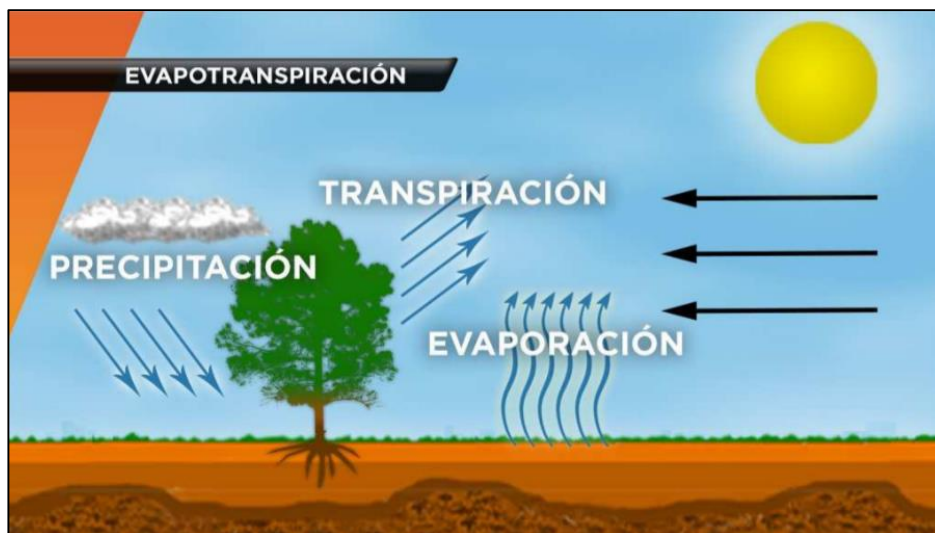


Figura 2- 4. Evapotranspiración

Fuente: <http://www.nurr.ula.ve/saladageografia/DOCUMENTOS.pdf>

Por tanto la evapotranspiración es la consideración conjunta de los procesos de evaporación y transpiración. La diferencia entre estos dos conceptos está en la participación de los seres vivos en el segundo, que es el proceso físico a través del cual sus superficies pierden agua a la atmósfera mediante el proceso de transpiración. Su inclusión en un concepto único con la transpiración se debe a la dificultad de medirlos por separado.

Por tanto la evapotranspiración se produce desde:

- La evaporación del agua transpirada por los seres vivos.
- La superficie del suelo y de la vegetación inmediatamente después de la precipitación.
- La superficie de la hidrosfera: ríos, lagos, embalses, océanos.
- El suelo, pudiendo tratarse de agua recientemente infiltrada o de agua que se acerca de nuevo a la superficie después de un largo recorrido a través del subsuelo.

2.1.5 Escorrentía superficial

Es la porción de lluvia que no es infiltrada, interceptada o evaporada y que fluye sobre las laderas. En realidad la escorrentía superficial, la infiltración y la humedad del suelo son interactivas entre sí, por tal motivo se debe tener cuidado en seleccionar el modelo adecuado para cada caso. Es el agua que ha sido previamente infiltrada y no alcanza el almacenamiento subterráneo o acuífero, por lo tanto debe ser considerada como parte de la escorrentía.

2.1.6 Infiltración

La infiltración es el proceso por el cual el agua en la superficie de la tierra entra en el suelo. La tasa de infiltración, en la ciencia del suelo, es una medida de la tasa a la cual el suelo es capaz de absorber la precipitación o la irrigación. Se mide en pulgadas por hora o milímetros por hora. La infiltración está gobernada por dos fuerzas: la gravedad y la acción capilar. Los poros muy pequeños empujan el agua por la acción capilar además de contra la fuerza de la gravedad. La tasa de infiltración se ve afectada por características del suelo como la facilidad de entrada, la capacidad de almacenaje y la tasa de transmisión por el suelo.

2.2 CUENCAS HIDROGRÁFICAS

2.2.1 Cuencas

Las Cuencas hidrográficas son aquellas superficies cuyas aguas se drenan a través de un solo sistema natural de drenaje que hacen que el agua que proviene de las montañas o del deshielo, descienda por la depresión hasta llegar al mar. En algunos casos, la cuenca puede no alcanzar el nivel del mar si se trata de un valle encerrado por montañas, en cuyo caso la formación acuífera será una laguna o lago.

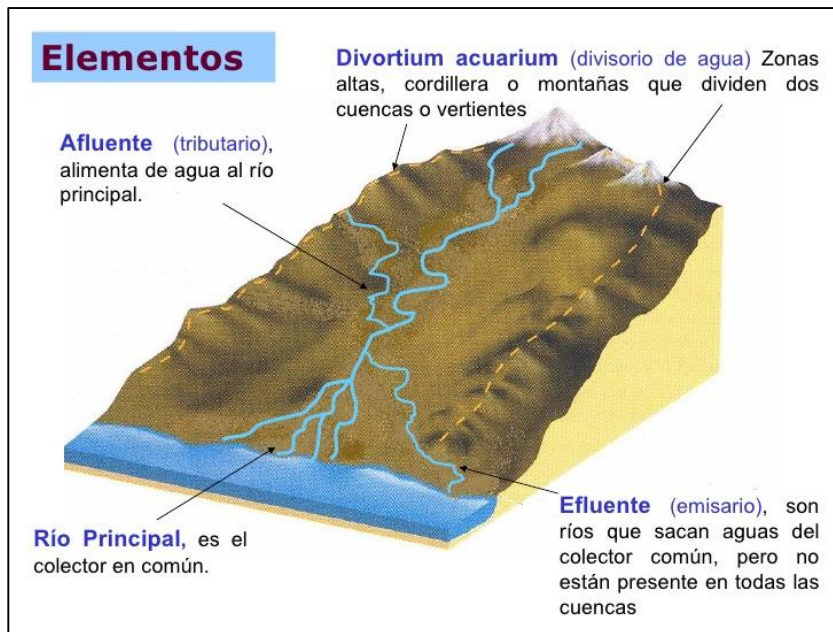


Figura 2- 5. Elementos de una cuenca hidrográfica
Fuente: <https://es.slideshare.net/JavierAlorPardo/cuenca-clase-de-aduni>.

Las cuencas hidrográficas están integradas por varias Subcuencas y microcuencas.

Subcuencas: Conjunto de microcuencas que drenan a un solo cauce con caudal fluctuante pero permanente.

Microcuencas: Una micro cuenca es toda área en la que su drenaje va a dar al cauce principal de una subcuenca; es decir, que una subcuenca está dividida en varias microcuencas.

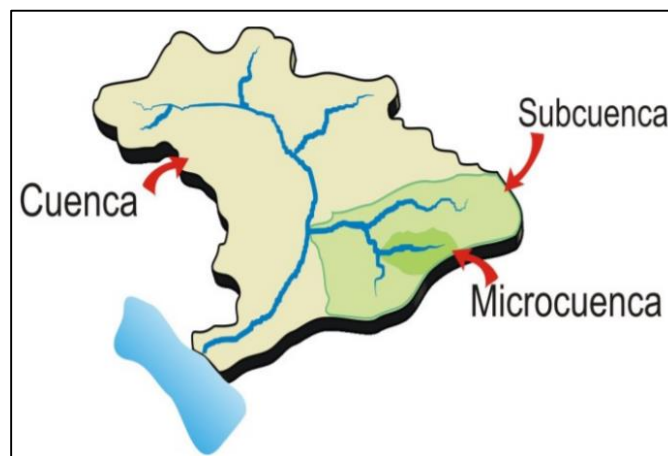


Figura 2- 6. Composición de una cuenca hidrográfica
Fuente: Casaverde, 2011

2.2.2 Tipos de cuencas

a) Por su ecosistema

Según el medio o el ecosistema en la que se encuentran, establecen una condición natural así tenemos:

- Cuencas áridas.
- Cuencas tropicales.
- Cuencas frías.
- Cuencas húmedas.

b) Por su objetivo

Por su vocación, capacidad natural de sus recursos, objetivos y características, las cuencas pueden denominarse:

- Hidroenergéticas.
- Para agua poblacional.
- Agua para riego.
- Agua para navegación.
- Ganaderas y de uso múltiple.

c) Por la dirección de la evacuación de las aguas

Exorreicas o abiertas: es un sistema “abierto” de circulación de agua por la superficie de la tierra, cuyos ríos principales de recolección y desagüe desembocan en el mar u océano, es decir fuera del territorio.

Endorreicas o cerradas: Una cuenca endorreica es un sistema “cerrado” tanto de circulación como de drenaje de agua, los ríos desembocan en cuerpos de agua internos a las masas de tierra sin salida alguna al mar. Estos cuerpos de agua donde terminan desembocando pueden ser pantanos, lagunas o grandes lagos.

Arreicas: son aquellas cuencas cuyas aguas no desembocan ni en mares, ni en lagos, pues terminan evaporándose o se infiltran en el suelo hasta desaparecer antes de encauzarse en una red de drenaje. Por lo general estas cuencas se presentan en zonas donde los climas son áridos o desérticos,

2.2.3 Características físicas de las cuencas

Parteaguas.

Línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa dos cuencas adyacentes. En la figura 2-4 se ha delimitado la cuenca del río x correspondiente al punto P. Cabe destacar que la intersección del parteaguas con las curvas de nivel debe realizar perpendicularmente.

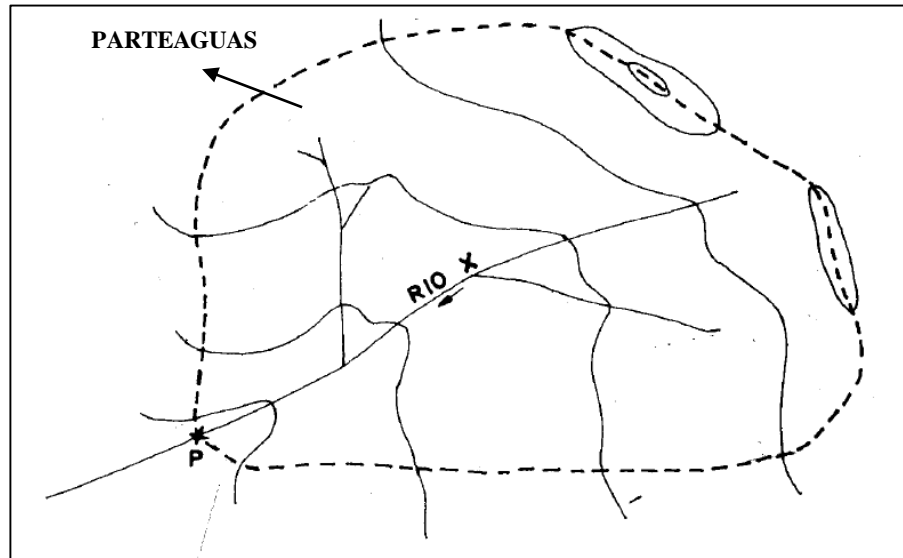


Figura 2- 7. Cuenca del Punto de Interés P

Fuente: Hidrología para estudiantes de Ingeniería Civil, 1989

Orden de la cuenca.

Permite tener un mejor conocimiento de la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje de la cuenca. El orden se relaciona con el caudal relativo del segmento de un canal. Hay varios sistemas de jerarquización, siendo los más utilizados el de Horton (1945) y el de Strahler (1952).

Por el Método de Horton, se realiza a través de las siguientes premisas (Ver Figura 2-5A):

- Los cauces de primer orden son los que no tienen tributarios.
- Los cauces de segundo orden se forman en la unión de dos cauces de primer orden y, en general, los cauces de orden n se forman cuando dos cauces de orden n-1 se unen.

- Cuando un cauce se une con un cauce de orden mayor, el canal resultante hacia aguas abajo retiene el mayor de los órdenes.
- El orden de la cuenca es el mismo del su cauce principal a la salida.

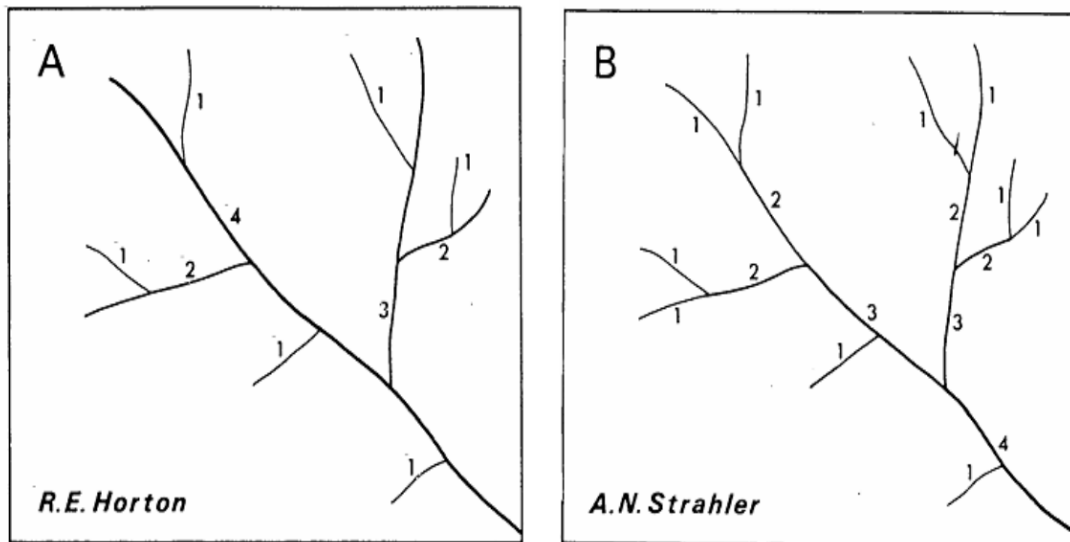


Figura 2- 8. A y B, Métodos de orden de una cuenca
Fuente: Cartilla técnica: Aguas subterráneas-acuíferos, 2011

El Método de Strahler (Ver Figura 2-5B), es muy parecido al de Horton, con la diferencia de que en el esquema de Strahler, un mismo río puede tener segmentos de distinto orden a lo largo de su curso, en función de los afluentes que llegan en cada tramo.

El orden no se incrementa cuando a un segmento de un determinado orden confluye uno de orden menor. Esta falta no acomoda la contribución de tributarios de más bajo orden que desembocan en un río de orden más alto, de cualquier modo, el sistema de Strahler es usado universalmente en el presente.

Área.

El área 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. Es probablemente la característica geomorfológica más importante, siendo determinante de la escala de varios fenómenos hidrológicos tales como, el volumen de agua que ingresa por precipitación, la magnitud de los caudales, etc.

Perímetro.

Es la longitud del contorno del área de la cuenca. 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”.

Longitud del cauce principal.

Es la longitud del río principal de la cuenca, donde van a drenar todos los afluentes y quebradas. Representada con la letra “L” mayúscula.

Curva hipsométrica.

La curva hipsométrica, proporciona una información sintetizada sobre la altitud de la cuenca, que representa gráficamente la distribución de la cuenca vertiente por tramos de altura. Dicha curva presenta, en ordenadas, las distintas cotas de altura de la cuenca, y en abscisas la superficie de la cuenca que se halla por encima de dichas cotas, bien en km^2 en tanto por ciento de la superficie total de la cuenca. La Figura 2-6 muestra una curva hipsométrica tipo.

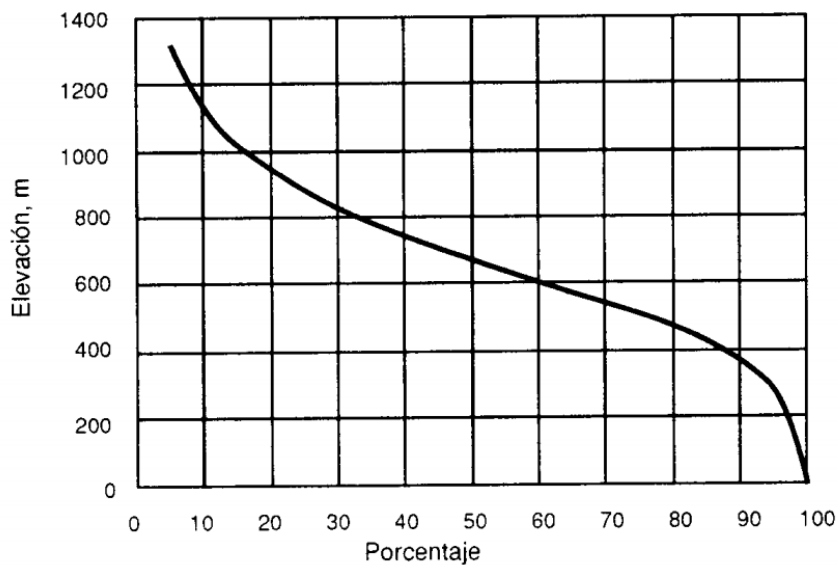


Figura 2-9. Curva Hipsométrica

Fuente: LLamas, J., Hidrología general

Una vez obtenida la relación área-altitud se puede obtener la curva hipsométrica de la cuenca, que no es otra cosa que una curva acumulada que parte de la elevación mínima del terreno localizada en la descarga o salida de la cuenca hidrológica de análisis (Remenieras, 1974).

Pendiente media de la cuenca.

Es un parámetro de importancia pues da un índice de la velocidad media de la escorrentía y su poder de arrastre y de la erosión sobre la cuenca. Uno de los métodos más representativos para el cálculo es el siguiente, se obtiene dividiendo la diferencia total de la altitud mayor del cauce (H_M -m) y la altitud menor del cauce (H_m -m) entre la longitud horizontal (L -km) del curso de agua entre esos dos puntos:

$$S(\%) = \frac{H_M - H_m}{1000 * L} * 100 \quad \text{Ecuación 2-1}$$

Donde:

H_M = Altitud mayor en metros

H_m = Altitud menor en metros

L = Longitud del curso de agua en Km

2.2.4 Periodo de retorno

El periodo de retorno se define como el intervalo de recurrencia (T), al lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. El período de retorno es uno de los parámetros más significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo: el vertedero de una presa, los diques para control de inundaciones; o una obra que requiera cruzar un río o arroyo con seguridad, como puede ser un puente.

El período de retorno para el que se debe dimensionar una obra varía en función de la importancia de la misma (interés económico, socio-económico, estratégico, turístico), de la existencia de otras vías alternativas capaces de remplazarla, y de los daños que implicaría su ruptura: pérdida de vidas humanas, costo y duración de la reconstrucción, costo del no funcionamiento de la obra, etc.

2.2.5 Formula racional.

La idea del método racional es que si una lluvia con intensidad I empieza en forma instantánea y continúa en forma indefinida, la tasa de escorrentía continuará hasta que se llegue al tiempo de concentración t_c , en el cual toda la cuenca está contribuyendo al flujo en la salida. El producto de la intensidad de lluvia I y el área de la cuenca A es el caudal de entrada al sistema,

IA, y la relación entre este caudal y el caudal pico Q (que ocurre en el tiempo t_c) se conoce como el coeficiente de escorrentía C ($0 \leq C \leq 1$). (Chow, Maidment, & Mays, 1994). Este se expresa en la formula racional:

$$Q = CIA \quad \text{Ecuación 2-2}$$

Comúnmente, Q esta dado en metros cúbicos por segundo (m³/s), I en metros por segundo y A en metros cuadrados. La duración utilizada para la determinación de la intensidad de precipitación de diseño I en la ecuación 2-3 es el tiempo de concentración de la cuenca.

En áreas urbanas, el área de drenaje usualmente está compuesto de subáreas o subcuencas de diferentes características superficiales. Como resultado, se requiere un análisis compuesto que tenga en cuenta las diferentes características superficiales. Las áreas de las subcuencas se denominan A_j y los coeficientes de escorrentía para cada una de ellas se denominan como C_j . La escorrentía pico se calcula al utilizar la siguiente forma de la formula racional:

$$Q = I \sum_{j=1}^m C_j A_j \quad \text{Ecuación 2-3}$$

2.2.6 Coeficiente de Infiltración.

El coeficiente de infiltración es un valor relativo sin dimensión, que expresa para una zona definida (polígono con base en el mapa de uso de suelo, 2002, SHERPA)- la infiltración potencial en esta zona. Se modificó un modelo analítico propuesto por Schosinsky y Losilla (2000). Con esta propuesta se pueden delimitar las áreas potenciales de recarga de los acuíferos a nivel regional. Según los autores, el coeficiente de infiltración se define como lo siguiente:

$$C = Kp + Kv + Kfc \quad \text{Ecuación 2-4}$$

Donde:

C: Coeficiente de Infiltración

Kp: Fracción que infiltra por efecto de la pendiente

Kv: Fracción que infiltra por efecto de la cobertura vegetal

Kfc: Fracción que infiltra por efecto de textura del suelo.

Las tablas que se presentan a continuación, definen los valores de los coeficientes de la Ecuación 2-4.

Pendiente	Kp
0-5%	0.4
5-10%	0.2
10-15%	0.15
15-30%	0.1
30-50%	0.07
50-70%	0.05
>70%	0.01

Tabla 2-1. Coeficiente de pendiente.

Nota: Extraída de tesis “Modelación hidrológica de la subcuenca del río Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio” Ruiz Barrientos (2009)

Textura de Suelo	Kfc
Suelos arcillosos, latosote de altura, Zonas Urbanas, suelos compacto impermeable	0.1
Suelos de combinación de limo y arcilla, Litosote y Regosolo de valles	0.15
Suelo arenoso, recientes, suelos de cauces de ríos, suelos no muy compactos	0.2

Tabla 2-2. Coeficiente de textura de suelo.

Nota: Extraída de Informe sobre aplicación del método RAS para determinar el agua subterránea. Por Ing. Hidrogeólogo Martin Junker

Uso de Suelo	Kv
Aeropuertos	0.18
Árboles Frutales	0.1

Bosques caducifoleos	0.2
Bosque de coníferas	0.15
Bosque mixto	0.2
Bosque semi caducifolios	0.2
Bosques siempre verdes	0.2
Café	0.19
Caña de Azucar	0.1
Espacios con Vegetación Escasa	0.18
Granos Básicos	0.1
Lagos, Lagunas y Lagunetas	0
Mosaico de cultivo y pastos	0.1
Pastos cultivados	0.1
Pastos Naturales	0.1
Perímetro Agrícola	0
Plantaciones de Bosque no específicos	0.18
Playas, Dunas y Arenales	0.07
Praderas Pantanosas	0.1
Ríos	0
Roquedas y Lavas	0.2
Tejido Urbano Continuo	0.18
Tejido Urbano Discontinuo	0.1
Tejido Urbano precario	0.1
Terrenos principalmente agrícolas pero c	0.1
Vegetación arbustiva bajas	0.18
Vegetación de transición	0.18
Vegetación Esclerófila o espinoso	0.3
Vegetación herbácea natural	0.18
Zonas de extracción minera	0.18
Zonas en construcción	0.18
Zonas Industriales o Comerciales	0.18

Tabla 2-3. Coeficiente del uso de suelo

Nota: Extraída de tesis “Modelación hidrológica de la subcuenca del río Ostua, en cooperación con la Comisión Trinacional del Plan Trifinio” Ruiz Barrientos (2009)

2.2.7 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía C es la variable menos precisa del método racional. Su uso en la formula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, lo cual no es cierto en la realidad. Una selección apropiada del coeficiente de escorrentía requiere del conocimiento y la experiencia por parte del hidrólogo.

La proporción de la lluvia total que alcanzaran los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente y de las características de encharcamiento de la superficie. Superficies impermeables, tales como los pavimentos de asfalto o los techos de edificios, producirán una escorrentía de casi el ciento por ciento después de que la superficie haya sido completamente mojada, independientemente de la pendiente.

El coeficiente de escorrentía también depende de las características y las condiciones del suelo. La tasa de infiltración disminuye a medida que la lluvia continúa y también es influida por las condiciones de humedad antecedentes en el suelo. Otros factores que influyen en el coeficiente de escorrentía son la intensidad de lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión.

Tanto el coeficiente de infiltración como el de escorrentía varían de 0 a 1, y son valores opuestos el uno del otro. Por tanto, se cumple la ecuación:

$$C_{escorrentía} = 1 - C_{infiltración} \quad \text{Ecuación 2-5}$$

Se recomienda utilizar la fórmula anterior, debido a que el método de obtención del coeficiente de infiltración a través de los coeficientes que componen el coeficiente de infiltración presentados previamente, se definió a partir de un estudio realizado en el país por el Ing. Hidrogeólogo Martin Junker, titulado “Método RAS para determinar la Recarga de Agua Subterránea”.

2.2.8 Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración de la lluvia se define como el tiempo que pasa desde el final de la lluvia neta, hasta el final de la escorrentía directa. Representa el tiempo que tarda en llegar al aforo la última gota de lluvia que cae en el extremo más alejado de la cuenca y que circula por escorrentía directa. Por lo tanto, el tiempo de concentración sería el tiempo de equilibrio o duración necesaria para que; con una intensidad de escorrentía constante; se alcance el caudal máximo.

El tiempo de concentración se puede calcular mediante la ecuación de Giandotti:

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L_c}{0.8\sqrt{\Delta H}} \quad \text{Ecuación 2-6}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas

A = Area de la cuenca en km^2

L_c = Longitud del cauce más largo en km

ΔH = Elevación media de la cuenca en metros

2.2.9 Intensidad de lluvia.

Según Chow (1994), La intensidad es la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad por unidad de tiempo (mm/h). Puede ser la intensidad instantánea o la intensidad promedio sobre la duración de la lluvia. Comúnmente se utiliza la intensidad promedio, que puede expresarse como:

$$I = P/T_d \quad \text{Ecuación 2-7}$$

Donde P es la precipitación (mm) y T_d es la duración, dada usualmente en horas.

2.2.10 Curvas IDF.

Un paso que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinación del evento o los eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común de hacerlo es utilizar una tormenta de diseño o un evento que involucre

una relación entre la intensidad de lluvia (o profundidad), la duración y las frecuencias o períodos de retorno apropiados para la obra y el sitio.

En muchos casos existen curvas estándar de intensidad-duración-frecuencia (IDF) disponibles para el sitio, luego no hay que llevar a cabo este análisis. Sin embargo, es conveniente entender el procedimiento utilizado para desarrollar esta relación. Usualmente los datos se presentan en forma gráfica, con la duración en el eje horizontal y la intensidad en el eje vertical, mostrando una serie de curvas para cada uno de los períodos de retorno de diseño. (Chow, Maidment, & Mays, Hidrología Aplicada, 1987).

2.2.11 Formula de Manning.

Una vez que se ha calculado el caudal de diseño Q mediante la fórmula racional, se determina las dimensiones de la sección tal que sea capaz de conducir dicho caudal mediante el uso de la fórmula de Manning la cual se expresa a continuación:

$$Q = \frac{Rh^{2/3} * S^{1/2} * A}{n} \quad \text{Ecuación 2-8}$$

Donde:

Q= Caudal en m³/s

Rh= Radio hidráulico= Área hidráulica (m²)/Perímetro mojado (m)

S= Pendiente de la obra hidráulica

A= Área de la sección de la estructura en m²

N= Coeficiente de rugosidad de Manning

Acomodando términos se puede generar la ecuación 2-10, la cual relaciona la geometría de la sección (factor geométrico, Fg) y por el otro los valores hidráulicos (Factor hidráulico, Fh). Con esta ecuación se puede generar la curva de descarga para determinar así el nivel de aguas máximas.

$$Rh^{2/3} * A = \frac{Q*n}{S^{1/2}}, \text{ ó } Fg = Fh$$

Ecuación 2-9

Coefficiente de rugosidad de Manning:

En la tabla siguiente se muestran valores de coeficientes de rugosidad de Manning para diferentes tipos de suelo y materiales de la sección de diseño.

Tipo de Canal y Descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Corrientes Naturales			
A-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies).			
a. Corrientes en planicies.			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos.	0.025	0.03	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y maleza.	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 al 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	0.10	0.15
B. Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de basuras	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algo de basuras.	0.011	0.013	0.014

3. Bien terminado.	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarillado de aguas residuales, con pozos de inspección, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin pulir, formaleta o encofrado metálico.	0.012	0.013	0.014
6. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera lisa.	0.012	0.014	0.016
7. Sin pulir, formaleta o encofrado en madera rugosa.	0.015	0.017	0.020
C. Otros			
8. Paredes de concreto con fondo de gravas.	0.017	0.020	0.025

Tabla 2-4. Coeficientes de rugosidad de Manning

Nota: Datos extraídos de Hidráulica para canales abiertos de Ven Te Chow

2.3 ESTUDIO DE SUELOS

Un Estudio de Suelo, también conocido como Estudio Geotécnico, es un conjunto de actividades que nos permiten obtener la información de un determinado terreno.

Es una de las informaciones más importantes para la planificación, diseño y ejecución de un proyecto de construcción.

El estudio geotécnico se realiza previamente al proyecto de un edificio y tiene por objeto determinar la naturaleza y propiedades del terreno, necesarios para definir el tipo y condiciones de cimentación (Rodríguez Ortiz, Serra Gesta, & Oteo Mazo, 1989).

El Estudio de Suelo tiene una función muy práctica y te permitirá conocer:

- Las características físicas, químicas y mecánicas del suelo donde está pensando construir.
- Su composición estratigráfica, es decir las capas o estratos de diferentes características que lo componen en profundidad.
- Ubicación de cuerpos de agua (Capas Freáticas) si las hay.
- La profundidad a la que deberás de hacer las fundaciones (Nivel de fundación)
- Planificar el diseño, cálculo y dosificación de las fundaciones.

2.3.1 METODOS DE EXPLORACION

Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2005) enumeran de la siguiente manera los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo:

Métodos de exploración de carácter preliminar.

- Pozos a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado.
- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares
- Métodos de lavado
- Método de Penetración Estándar
- Método de Penetración Cónica
- Perforaciones en boleos y gravas (con barretones, etc.)

Métodos de Sondeo Definitivo.

- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- Métodos con tubo de pared delgada
- Métodos rotatorios para roca.

Métodos Geofísicos.

- Sísmico
- De resistencia eléctrica
- Magnético y gravimétrico

Para el caso de El Salvador, son más comunes los sondeos del tipo Exploración de carácter preliminar, por tanto, a continuación se ahondará en los conceptos pertenecientes a ese grupo de sondeos. Juárez Badillo y Rico Rodríguez (2005) los describen como se presenta a continuación.

Sondeos Exploratorios.

Pozos a cielo abierto.

Cuando éste método sea practicable debe considerarse 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.

Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, sobre todo, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático; naturalmente que el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados también influye grandemente en los alcances del método en sí. La excavación se encarece mucho cuando sea necesario un ademado y haya excesivos traslapes a causa de la profundidad.

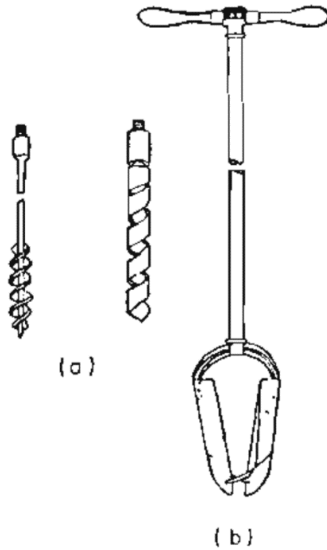
Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo “in situ” y la misma, modificada por la excavación realizada. En efecto, una arcilla dura puede, con el tiempo, aparecer como suave y esponjosa a causa del flujo de agua hacia la trinchera de excavación; análogamente, una arena compacta puede presentarse como semifluida y suelta por el mismo motivo. Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación, hecho por un técnico conocedor.

Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero; por lo regular, el ademado se hace con tablones horizontales, pero deberán ser verticales, pero deberán ser verticales y bien hinchados si se tuviesen suelos friccionantes situados bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas emparafinadas. Las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en un hueco que se practique al efecto en la pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad en volviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

Perforación 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 a contenido de agua, por lo menos en suelo muy plástico. La muestra se extrae con herramientas del tipo mostrado en la Figura 2-7.



*Figura 2- 10. Herramientas para Sondeos Exploratorios por Rotación, a) Barrenos Helicoidales, b) Posteadoras
Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)*

Método de Lavado.

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo (aun cuando la experiencia ha comprobado que pueden llegar a tenerse errores hasta de 1m al marcar la frontera entre los diferentes estratos). El método se usa 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.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150kg de peso, cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación. Este ademe debe ser de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección de agua.

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 sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como repetidamente se indicó, es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas, que aparece esquemáticamente en la Figura 2-8.

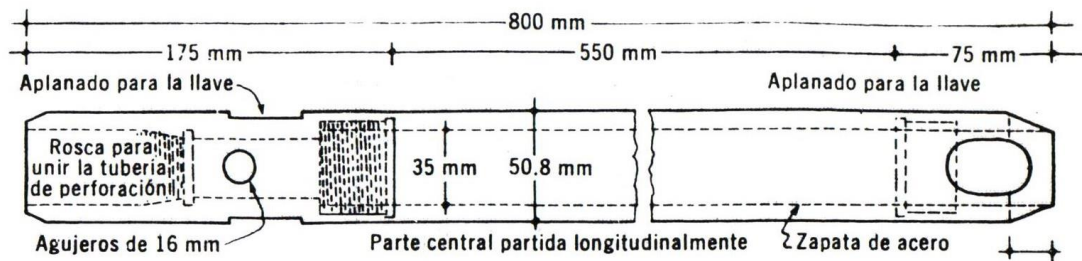


Figura 2- 11. Penetrómetro Estándar

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 libras) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 pie). El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto, en cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o cuchara del tipo de las mostradas en la Fig. 2-7. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación hágase penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, ϕ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados. Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con q_u son mucho menos dignas de crédito.

Método de penetración cónica.

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Existen diversos tipos de conos y en la Figura 2-9.

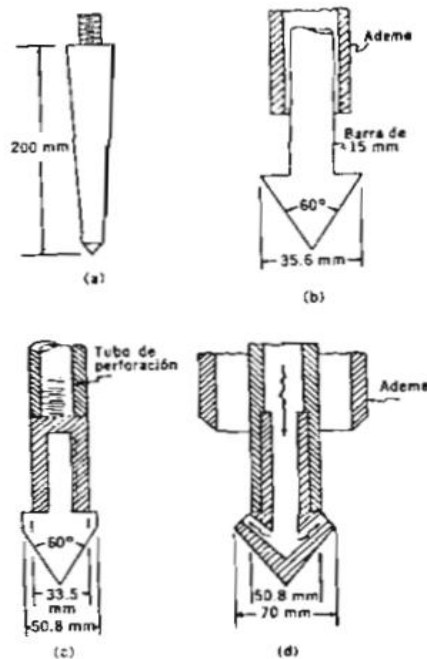


Figura 2- 12. Penetrómetros Cónicos; a)Tipo danés, b)Tipo Holandés, c)Tipo para Ensayo Dinámico, c)Tipo de Inyección

Fuente: (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hince a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

e) Calicata.

Consiste en realizar excavaciones de una profundidad pequeña o mediana en puntos elegidos del terreno.

La idea de una calicata es tener una visión directa del terreno, que generalmente nunca vemos, para su caracterización y análisis. Usualmente para hacer una calicata se utiliza una pala o una retroexcavadora.

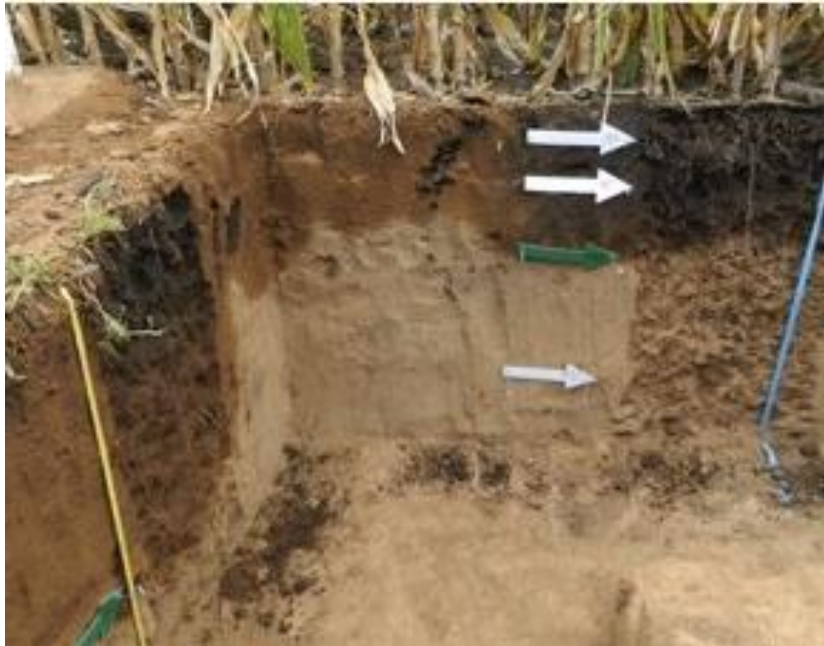


Figura 2- 13. Calicata realizada con retro excavadora.

Fuente: <https://www.cuevadelcivil.com/2009/12/exploracion-en-suelos-exploracion-cielo.html>

Trabajo de Laboratorio.

Una vez hecho el trabajo en terrenos, las muestras son llevadas al laboratorio para realizar el ensayo correspondiente.

Algunos tipos de ensayos básicos son:

Análisis químico: el objetivo de este ensayo es detectar a presencia de componentes químicos en el suelo. Lo que se busca es la presencia de sulfatos, de cloro y el grado de acidez del suelo analizado, ya que estos elementos van a condicionar las características de los hormigones a emplear en las cimentaciones.

Caracterización: este ensayo busca determinar la granulometría del terreno. Es decir el porcentaje de distintos tamaños de árido del terreno, la plasticidad, la densidad aparente y real y otras propiedades básicas de la composición del suelo.

Ensayos mecánicos: su objetivo es saber cuál es la capacidad resistente y la rigidez del material del suelo. Se trata del ensayo de compresión simple, el de corte directo y otros que nos indicarán cuáles son las propiedades mecánicas del suelo.

Suelen hacerse estos ensayos para materiales cohesivos -arcillas- y raramente para Suelos Granulares (Suelos Buenos).

2.3.2 Clasificación de suelos.

Dada la gran variedad de suelos que se presentan en la naturaleza, la Mecánica de Suelos ha desarrollado algunos métodos de clasificación de los mismos. Cada uno de estos métodos tiene, prácticamente, su campo de aplicación según la necesidad y uso que los haya fundamentado. Y así se tiene la clasificación de los suelos según el tamaño de sus partículas, la clasificación de la Asociación Americana de Funcionarios de Caminos Públicos (American Association State Highway Officials), la clasificación de la administración de Aeronáutica Civil (A.A.A.), el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.), etc. Hoy en día es casi aceptado por la mayoría que el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) es el que mejor satisface los diferentes campos de aplicación de la Mecánica de Suelos. (Crespo Villalaz, Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 2004)

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Fue presentado por Arthur Casagrande como una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación propuesto en 1942 para aeropuertos.

El sistema cubre los suelos gruesos y los finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un suelo

se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas y finos, si más de la mitad de sus partículas, en peso, son finas.

Suelos Gruesos.

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo.

Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico G.

Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S.

Las gravas y las arenas se separan con la malla N°4, de manera que un suelos pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla N°4, y es del grupo genérico S, en caso contrario. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005).

Suelos Finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- Limos inorgánicos, de símbolo genérico M.
- Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C.
- Limos y Arcillas Orgánicas, de símbolo genérico O. (Juárez Badillo & Rico Rodríguez, 2005)

El resto de subdivisiones, para suelos gruesos y finos se resume en la Tabla 2-5.

GRUPO	NOMBRES TÍPICOS DEL MATERIAL
GW	Grava bien gradada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.
GP	Grava mal gradada, mezclas grava – arena, poco o ningún fino.
GM	Grava limosa, mezclas grava, arena, limo.
GC	Grava arcillosa, mezclas grava – arena arcillosas.

SW	Arena bien gradada.
SP	Arena mal gradada, arenas gravosas, poco o ningún fino.
SM	Arenas limosas, mezclas arena – limo.
SC	Arenas arcillosas, mezclas arena – arcilla.
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.
CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (pulpa)
OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos (ambiente marino, naturaleza orgánica silíceo), suelos elásticos.
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas gruesas.
OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.
Pt	Turba (carbón en formación) y otros suelos altamente orgánicos.

Tabla 2-5. Nombres típicos de los materiales. Fuente: Manual de geología para ingeniero. Nota: De Manual de Geología para Ingenieros, Duque Escobar, 2003

Según las características de los suelos así puede ser usado para diferentes tipos de obras ingenieriles, dependiendo de los criterios dados por el geotecnista para cada proyecto. La tabla siguiente muestra algunas aptitudes de suelos según sus usos:

Grupo	VALORACIÓN ATRIBUTOS				APTITUDES SEGÚN USOS
	+++	++	+++	+++	
GW	+++	++	+++	+++	Mantos de presas, terraplenes, erosión de canales.

GP	++	+++	++	+++	Mantos de presas y erosión de canales.	
GM	++	-	++	+++	Cimentaciones con flujo de agua.	
GC	++	--	+	++	Núcleos de presas, revestimientos de canales.	
SW	+++	++	+++	+++	Terraplenes y cimentación con poco flujo.	
SP	M	++	++	++	Diques y terraplenes de suave talud.	
SM	M	-	++	+	Cimentación con flujo, presas homogéneas.	
SC	++	--	+	+	Revestimiento de canales, capas de pavimento	
ML	M	-	M	M	Inaceptable en pavimentos, licuable.	
CL	+	--	M	M	Revestimiento de canales, pero es erosionable.	
OL	M	-	--	M	No recomendable, máximo si hay agua.	
MH	--	-	-	---	Inaceptable en cimentaciones o bases (hinchable)	
CH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentación (hinchable)	
OH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentaciones o terraplenes.	
CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES	Facilidad de tratamiento en obra	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Sobresaliente	+++
					Muy alto	++
					Alto	+
					Moderado	M
					Deficiente	-
					Bajo	--
					Muy bajo	---

Tabla 2-6. Características y Uso de los Suelos (Grupo SUCS)

Fuente: Manual de Geología para Ingenieros, Duque Escobar

2.3.3 Carga admisible del suelo.

Se denomina como capacidad de carga admisible de una cimentación aquella carga que al ser aplicada no provoque falla o daños en la estructura soportada, con la aplicación de un factor de seguridad. La capacidad de carga no solo está en función de las características del suelo sino que depende del tipo de cimentación y del factor de seguridad adoptado.

Tipos de fallas

Las fallas por capacidad de carga se presentan debido a la rotura por corte del suelo bajo la cimentación, según Crespo (2004) existen tres tipos de falla: falla por corte general, falla por punzonamiento y falla por corte local:

Falla por corte general: Se tiene en arenas densas y arcillas rígidas. Se caracteriza por la presencia de una superficie de deslizamiento continua dentro del terreno, que se inicia en el borde de la cimentación y que avanza hasta la superficie del terreno (Figura 2-10).

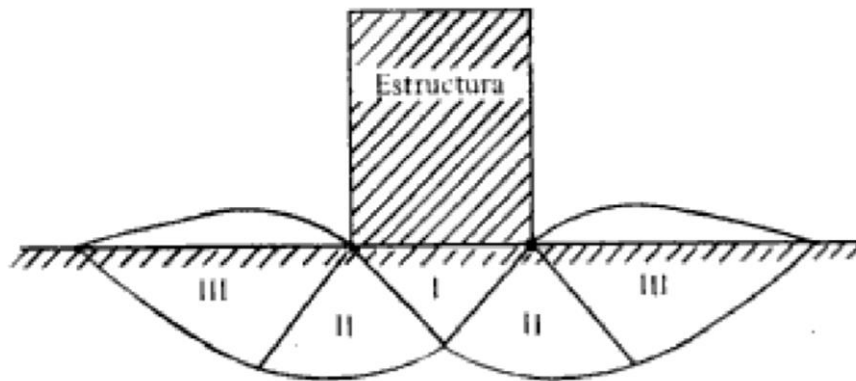


Figura 2- 14. Falla por corte general

Fuente: Carlos Crespo (2004)

Falla por punzonamiento: Se caracteriza por un movimiento vertical de la cimentación, provocando un hinchamiento del suelo a los lados de la cimentación aunque el colapso final del mismo se presenta de un solo lado (Figura 2-11).

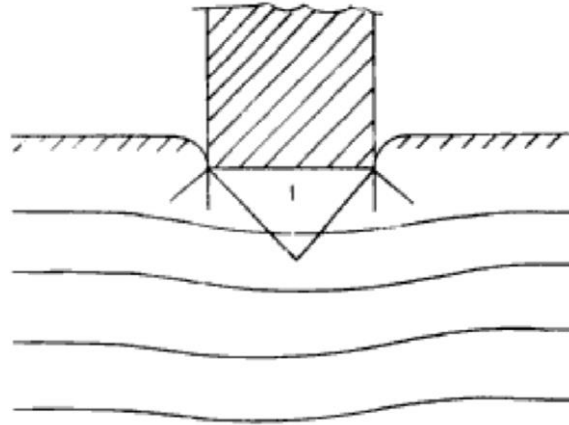


Figura 2- 15. Falla por punzonamiento
Fuente: Carlos Crespo (2004)

Falla por corte local: Representa una transición entre las dos anteriores, pues tiene características tanto del tipo de falla por corte general como del de punzonamiento (Figura 2-12).

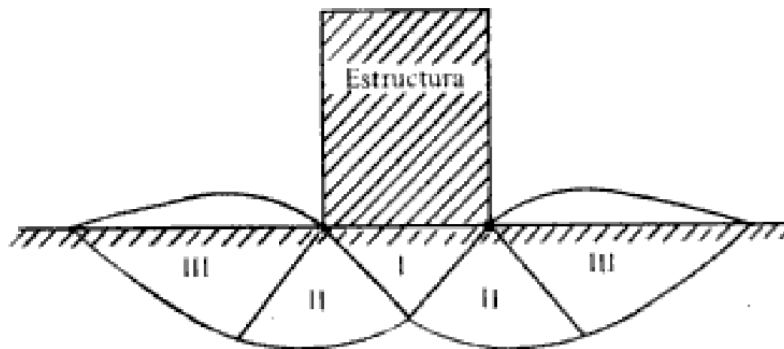


Figura 2- 16. Falla por corte local
Fuente: Carlos Crespo (2004)

La carga admisible o de trabajo (σ_{adm}) es la máxima tensión que se puede transmitir al terreno sin que la estructura sustentada sufra daños. Hasta épocas relativamente recientes las cimentaciones se proyectaban con las presiones de trabajo deducidas de la experiencia local. Estas presiones eran en general conservadoras y por ello los fracasos no eran muy frecuentes. Al aumentar la altura de los edificios y la importancia de las cargas este método empezó a ser muy arriesgado, motivando el desarrollo de unas bases científicas de proyecto. Estas bases se presentan a lo largo de los siguientes apartados, y como se verá hacen poder redefinir la tensión admisible como aquella que se aleja de la presión de hundimiento en base a un factor de seguridad mínimo ($\sigma_{adm} = p_h/FS$), y al mismo tiempo da lugar a un asiento admisible.

2.4 TOPOGRAFIA

2.4.1 Planimetría

Para la planimetría podemos usar la cinta o el teodolito como instrumento universal. Las distancias con que se trabaja y que se marcan en planos, siempre son horizontales o se convierten a horizontales con datos auxiliares (ángulo vertical o pendiente). La cinta determina las distancias con mayor exactitud, con teodolito tiene menor precisión en las distancias (Navarro Hudiel, 2008).

2.4.2 Altimetría

Tiene como objeto principal determinar la diferencia de alturas entre puntos situados en el terreno. (Usamos el nivel, teodolito, cinta)

2.5 SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICO SIG

2.5.1 Definición.

Un sistema de información geográfica (también conocido con los acrónimos SIG en español o GIS en inglés) es un conjunto de herramientas que integra y relaciona diversos componentes (usuarios, hardware, software, procesos) que permiten la organización, almacenamiento, manipulación, análisis y modelización de grandes cantidades de datos procedentes del mundo real que están vinculados a una referencia espacial, facilitando la incorporación de aspectos sociales-culturales, económicos y ambientales que conducen a la toma de decisiones de una manera más eficaz. (Calvo M, 1992)

En el sentido más estricto, es cualquier sistema de información capaz de integrar, almacenar, editar, analizar, compartir y mostrar la información geográficamente referenciada. En un sentido más genérico, los SIG son herramientas que permiten a los usuarios crear consultas interactivas, analizar la información espacial, editar datos, mapas y presentar los resultados de todas estas operaciones.

2.5.2 Manejo de Datos tipo SIG.

Las modernas tecnologías SIG trabajan con información digital, para la cual existen varios métodos utilizados en la creación de datos digitales. El método más utilizado es la digitalización, donde a partir de un mapa impreso o con información tomada en campo se

transfiere a un medio digital por el empleo de un programa de Diseño Asistido por Ordenador (DAO o CAD) con capacidades de georreferenciación.

Dada la amplia disponibilidad de imágenes orto-rectificadas (tanto de satélite y como aéreas), la digitalización por esta vía se está convirtiendo en la principal fuente de extracción de datos geográficos.

Esta forma de digitalización implica la búsqueda de datos geográficos directamente en las imágenes aéreas en lugar del método tradicional de la localización de formas geográficas sobre un tablero de digitalización.

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

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.)

Raster.

Un tipo de datos raster es, en esencia, cualquier tipo de imagen digital representada en mallas. El modelo de SIG raster o de retícula se centra en las propiedades del espacio más que en la precisión de la localización. Divide el espacio en celdas regulares donde cada una de ellas representa un único valor. Se trata de un modelo de datos muy adecuado para la representación de variables continuas en el espacio.

Vectorial.

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 la 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.

Por ejemplo, una base de datos que describe los lagos puede contener datos sobre la batimetría de estos, la calidad del agua o el nivel de contaminación. Esta información puede ser utilizada para crear un mapa que describa un atributo particular contenido en la base de datos. Los lagos pueden tener un rango de colores en función del nivel de contaminación. Además, las diferentes geometrías de los elementos también pueden ser comparadas. Así, por ejemplo, el SIG puede ser usado para identificar aquellos pozos (geometría de puntos) que están en torno a 2 kilómetros de un lago (geometría de polígonos) y que tienen un alto nivel de contaminación.

Para modelar digitalmente las entidades del mundo real se utilizan tres elementos geométricos: el punto, la línea y el polígono.

2.6 COMPONENTES BÁSICOS DEL RIESGO.

2.6.1 Amenaza.

Factor externo al sujeto, objeto o sistema expuesto, representado por la potencial ocurrencia de un suceso de origen natural o generado por la actividad humana, que puede manifestarse en un lugar específico, con una intensidad y duración determinadas (MINISTERIO DE SALUD, 2017).

2.6.2 Vulnerabilidad

Factor interno de un sujeto, objeto o sistema expuesto a una amenaza, que corresponde a su disposición intrínseca a ser dañado (MINISTERIO DE SALUD, 2017).

2.6.3 Amenaza y vulnerabilidad en El Salvador.

En El Salvador, el 88.7 % del territorio se considera zona de riesgo y sobre esa superficie se asienta el 95.4 % de la población, lo cual lo hace uno de los países más vulnerables del mundo (CEPAL, 2010) .

De acuerdo al último Informe de Evaluación Global sobre la Reducción del Riesgo de Desastres (GAR) 2015, el promedio histórico anual de las pérdidas por desastres desde 2001 en El Salvador es equivalente a casi el 60 % del promedio anual de la inversión pública en el mismo período (MARN, 2017).

Según del informe nacional del estado de los riesgos y vulnerabilidades publicado por el MARN en el 2017, los principales eventos naturales que representan amenaza para el salvador son los siguientes:

- Amenaza sísmica.
- Amenaza por tsunamis.
- Amenaza volcánica.
- Movimiento de masas.
- Amenaza climática y fenómenos hidrometeorológicos extremos.
- Oleaje extremo.
- Erosión y sedimentación costera.

Históricamente, el país ha estado sometido a situaciones de emergencia debido a la actividad tectónica, volcánica e hidrometeorológica. No obstante, y debido a la periodicidad, los terremotos y las inundaciones han sido las que más pérdidas en vidas y bienes materiales han causado.

La deforestación de los bosques y los cultivos intensivos han provocado una erosión masiva de los suelos del país. Lo anterior ha incrementado la sedimentación en ríos y lagos convirtiéndose en una amenaza para el agua y los recursos pesqueros. Más de la mitad del territorio salvadoreño ha sufrido una seria degradación en sus suelos a causa de la erosión.

En el país se pueden considerar tres procesos de degradación de la tierra: erosión hídrica o por vientos en áreas desprotegidas, por contaminación debido al uso inadecuado de sustancias químicas aplicadas a los cultivos para combatir las plagas y enfermedades, y por desbalance de los componentes químicos y biológicos de la tierra debido al uso inadecuado de fertilizantes químicos y biológicos. Aparte de dichos procesos, también es importante considerar causas sociales como la presión de la población sobre los recursos tierra

y bosque y la falta de opciones y oportunidades para la familia campesina que ha agudizado la pobreza rural.

Crecimiento demográfico desordenado también ha generado graves problemas al país. El rápido crecimiento poblacional ha obligado la creación de ciudades urbanas que se comunican entre sí por medio de la red vial y donde el transporte vehicular depende de arterias principales que al congestionarse generan grandes cantidades de smog en el medio ambiente. Lo anterior evidencia que la situación del uso del espacio físico del suelo con su medio ambiente, provoca que se avecine un mayor nivel de destrucción y grave deterioro de las condiciones medioambientales para la población.

El Salvador es uno de los países más dañados por los desastres de origen meteorológicos, topológicos, telúricos y tectónicos. Los desastres son el resultado de nuestra actividad humana y su intensidad en cada región es de acuerdo a sus condiciones de vida, en el fondo hay un problema de pobreza y exclusión social, que ha imperado en el país por muchísimo tiempo. Esta desigualdad hace que muchas familias vivan en “champas” improvisadas ubicadas en barrancas, en las quebradas y en las riberas de los ríos que son lugares de alto riesgo y muy susceptibles a las crecidas y desbordamientos de los ríos. Se pudiera pensar que, si el problema se enrosca tan profundamente en la pobreza, esas situaciones no son exclusivas del país y le pasan a toda nación en situación de pobreza.

Para que ocurra un desastre debe darse la vinculación de dos factores básicos: el evento natural y la vulnerabilidad en donde impacte dicho evento.

2.6.4 Desbordamientos de ríos y quebradas.

Aún antes de la aparición del hombre sobre la Tierra, el entorno físico mantenía un equilibrio: el agua que llovía en las zonas montañosas bajaba por los cauces e inundaba las zonas bajas, para luego volver a su estado inicial.

Posterior a la aparición del hombre se desarrollaron asentamientos humanos en las zonas aledañas a los cuerpos de agua trayendo consigo, cuando se desborda una corriente, problemas de inundaciones. Adicionalmente, la degradación del medio ambiente, tal como la deforestación,

la erosión, etc., modifica la respuesta hidrológica de las cuencas, incrementando la ocurrencia y la magnitud de inundaciones.

Entre algunas consecuencias o efectos generados por las inundaciones:

- Causan un número inesperado de muertes, lesiones o incremento de las enfermedades transmisibles en la comunidad afectada, que pueden exceder la capacidad de atención terapéutica de la red asistencial.
- Afectan las infraestructuras físicas.
- Interrumpen los servicios públicos de electricidad, agua, comunicaciones, alcantarillado, manejo de desechos sólidos y hospitalarios.
- Interrumpen vías de acceso.
- Generan una mayor demanda de servicios, superior a lo normal, mayormente del servicio salud
- Desabastece de insumos médicos por aumento de la demanda.
- Aumentan el riesgo potencial de transmisión de enfermedades contagiosas.
- Incrementan el riesgo de trastornos psicológicos en la población afectada.
-

Variables que influyen en los desbordamientos.

La modificación del terreno en las cuencas produce daños cada vez más considerables por efecto de las inundaciones, debido a que se producen crecientes mayores que las que habían ocurrido (avenidas históricas) cuando las cuencas eran naturales o la degradación del medio ambiente era mínima.

El tiempo que debe transcurrir para que los efectos de una inundación sean percibidos por la población ha disminuido, provocando que en ocasiones la respuesta de las autoridades y de la población se vea comprometida.

Entre las variables que influyen en los desbordamientos podemos mencionar los siguientes:

Exceso de precipitación:

Los temporales de lluvias son el origen principal de las avenidas. Cuando el terreno no puede absorber o almacenar toda el agua que cae esta resbala por la superficie (escorrentía) y sube el nivel de los ríos.

Características del suelo:

La característica predominante del suelo, que es un factor influyente para que se tengan crecidas máximas en los ríos, es la capacidad filtrante de estos. Por otra parte, la cohesión también es un factor importante debido al acarreo de material que se genera en una lluvia y que van minimizando la altura de los taludes del río, lo que conlleva a que se desborde.

Cobertura Vegetal:

Las zonas con cubiertas vegetales, árboles, arbustos, hierbas y pastos son los mejores agentes protectores naturales del suelo. La remoción de la cobertura vegetal expone el suelo a la acción de la lluvia, la escorrentía y el viento, facilitando la erosión. La vegetación es multifuncional, relativamente económica, se auto repara, es visualmente atractiva y no requiere generalmente, de equipos pesados o complejos para su instalación. Susceptible a quemas, seguías, lento crecimiento, no son capaces de resistir fuerzas de socavación, etc.

Topografía:

A mayor grado de pendiente, permaneciendo constantes otras condiciones, mayor será la erosión, debida al aumento de la velocidad del agua. Por lo tanto contribuye de cierta manera a la generación de inundaciones por el deterioro de los taludes del cauce.

Crecimiento urbanístico:

Los efectos de las inundaciones se ven agravados por algunas actividades humanas debido al crecimiento urbanístico que obliga a personas ocupar lugares que afecten la naturaleza de los cauces.

Como ejemplo claro están las siguientes actividades: Al asfaltar cada vez mayores superficies se impermeabiliza el suelo, lo que impide que el agua se absorba por la tierra y

facilita el que con gran rapidez las aguas lleguen a los cauces de los ríos a través de desagües y cunetas, así también, la tala de bosques y los cultivos que desnudan al suelo de su cobertura vegetal facilitan la erosión, con lo que llegan a los ríos grandes cantidades de materiales en suspensión que agravan los efectos de la inundación.

Manejo de cuencas:

Los recursos naturales en El Salvador, enfrentan una degradación severa, debido a su sobre explotación, como consecuencia del mal uso que no ha estado enfocado con la capacidad productiva del uso de la tierra, el Libro Verde (1997), citado por FUSADES; menciona que la producción agrícola en laderas y en tierras no apropiadas para cultivos de subsistencia favorecen los procesos erosivos y al basarse en reportes sobre la severidad de la erosión, estiman que podría llegar a un 75% de degradación del suelo (DGFCR, 2017)

Por su parte, la DGFCR (2017) establece que el deterioro de los recursos naturales es la consecuencia de las prácticas inapropiadas agropecuarias y el crecimiento desordenado de la industria, urbanizaciones y asentamientos humanos, cuyos efectos se perciben en la pérdida de los bosques, quienes no logran proporcionar adecuadamente sus servicios ecosistémicos, dando como resultado “pérdida de las cosechas, deterioro y pérdida de suelo, invasiones biológicas, pérdida de vida silvestre, escases de agua, enfermedades, inundaciones, desbordamientos, deslizamientos y otros problemas que causan anualmente grandes pérdidas sociales y económicas”.

Efectos de desbordamientos.

Entre algunas consecuencias o efectos generados por desbordamientos están:
Causan un número inesperado de muertes, lesiones o incremento de las enfermedades transmisibles en la comunidad afectada, que pueden exceder la capacidad de atención terapéutica de la red asistencial.

- Afectan las infraestructuras físicas.
- Interrumpen los servicios públicos de electricidad, agua, comunicaciones, alcantarillado, manejo de desechos sólidos y hospitalarios.
- Interrumpen vías de acceso.

- Generan una mayor demanda de servicios, superior a lo normal, mayormente del servicio salud
- Desabastece de insumos médicos por aumento de la demanda.
- Aumentan el riesgo potencial de transmisión de enfermedades contagiosas.
- Incrementan el riesgo de trastornos psicológicos en la población afectada.

2.6.5 Manejo de cuencas enfocado a la mitigación de riesgos.

La gestión para el desarrollo del hombre con base en el enfoque de cuencas parte de considerar el potencial y las necesidades de manejo de los recursos naturales en una forma ambientalmente sustentable, siendo el agua el recurso primordialmente considerado como eje de articulación para coordinar las acciones de crecimiento económico y equidad. El margen de acción lo forman los límites naturales de las cuencas hidrográficas. Es un enfoque que se basa en sostener que el desarrollo del hombre será sustentable sólo en la medida que actué en forma armónica con el entorno. Es decir que se parte por determinar el potencial de los recursos naturales para utilizarlos con los conocimientos, tecnologías y organización disponible, para fijar luego metas sociales y económicas en función de dicho potencial

La gestión de riesgo comprende la anticipación de desastres, es decir, tomar las medidas adecuadas para poder prevenir o mitigar las consecuencias de cualquier fenómeno natural que haga presencia en el territorio del municipio. Una adecuada gestión del riesgo también implica comprometerse en un proceso orientado hacia un desarrollo sostenible. La prevención es una práctica normal de gestión del riesgo. Entendiendo la prevención como el conjunto de medidas y acciones de carácter técnico y legal que se deben realizar durante el proceso de planificación del desarrollo socioeconómico a fin de evitar pérdidas de vidas humanas, materiales y daños a la economía a causa de los desastres. Prevenir significa actuar con anticipación para evitar que algo ocurra.

2.7 CONCEPTOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN.

2.7.1 Medidas Estructurales y No estructurales de Defensa ante inundaciones Actuaciones estructurales

Las medidas estructurales, consisten en la realización de obras de infraestructura que actúan sobre los mecanismos de formación y propagación de las avenidas.

Atendiendo a la función que realizan estas medidas, (Peña, 2007) las clasifican y definen en las categorías siguientes:

- Reducción de caudales punta: embalses de laminación, zonas de almacenamiento controladas, cauces de emergencia y derivaciones, conservación de suelos y reforestación.
- Reducción de niveles de inundación para un caudal dado: encauzamientos, reducción de remansos procedentes de aguas abajo, corrección, protección y limpieza de cauces.
- Reducción de la duración de la inundación: obras de drenaje de las vías de comunicación.

En el diseño de las actuaciones estructurales, se deberá asumir que nunca podrán eliminar totalmente el riesgo, por lo que deberá analizarse cuidadosamente su funcionamiento con caudales superiores al de proyecto, situación para la que se contemplan las medidas no estructurales.

Así mismo, las actuaciones estructurales deben contemplar desde el inicio de su diseño, tanto las restricciones ambientales como la posible modificación del esquema de flujo actual, tratando de evitar los posibles efectos negativos a otras zonas.

Actuaciones estructurales que reducen los caudales punta.

Con independencia de la restauración hidrológico-forestal, probablemente la medida estructural más habitual en este capítulo es la construcción de presas de laminación de avenidas.

Las presas retienen los caudales de las avenidas, evitando aguas abajo elevados caudales concentrados en el tiempo, convirtiéndolos en caudales menores y de mayor duración, reduciendo de forma eficaz el riesgo de inundación en todo el territorio situado aguas abajo.

El impacto ambiental generado por las presas suele ser más moderado que el creado por la construcción sistemática de encauzamientos al concentrar la alteración en una sección concreta del río en lugar de en una longitud más o menos extensa del mismo.

Por otra parte, el impacto ambiental creado por una presa de laminación es menor que el de una presa de regulación, ya que el régimen hidrológico del río no se ve prácticamente alterado para caudales bajos y medios, y únicamente se produce la inundación del vaso en las ocasiones excepcionales en que haya avenidas de cierta importancia.

No obstante este tipo de actuaciones tendentes a reducir los caudales, suelen tener que complementarse con otras cuyo objeto sea disminuir los niveles de agua.

El diseño de las presas debe incluir necesariamente una norma de explotación en situación de avenidas en la que se determinen los resguardos que hay que mantener, supeditando el resto de los usos al de la laminación de las avenidas, e indicando la forma en la que se operarán y mantendrán operativos los órganos de desagüe. También deberá incluir un análisis del riesgo potencial frente a la rotura, aguas abajo de la presa.

La restauración hidrológico-forestal, mejora de la cubierta vegetal y conservación del suelo, tienen un efecto favorable en la génesis de caudales de crecida, pero especialmente notable en la producción de sedimentos y aportes sólidos.

El conocido efecto de reducción de volumen de escorrentía y de incremento del tiempo de respuesta de las cuencas vertientes conduce a una disminución de los caudales máximos de crecida tanto más importante cuanto menores sean las lluvias.

Más eficaces y necesarias resultan estas medidas en lo que respecta a la reducción de la importante carga de sedimentos que las crecidas en el río principal y sus afluentes transportan y depositan mayoritariamente en las llanuras aluviales.

Estas aportaciones sólidas complican el funcionamiento hidráulico de la red de drenaje y originan apreciables modificaciones en el curso del propio río, produciendo asimismo el aterramiento de los embalses, y reduciendo consecuentemente, su vida útil.

Este tipo de actuaciones tiene un elevado coste, por lo que deben localizarse en aquellos sectores donde su eficacia sea indudable y con objetivos individualizados, relacionados fundamentalmente con los embalses de laminación o con zonas urbanas de actuación muy compleja.

Actuaciones que reducen los niveles de inundación.

El dragado y la limpieza de los cauces es una medida básica para mantener la capacidad hidráulica de las vías de drenaje de las cuencas tras un evento tormentoso de grandes proporciones.

Los acondicionamientos de cauces y concretamente, los encauzamientos propiamente dichos, son, en ocasiones, la única solución estructural viable en zonas con fuertes pendientes en las que no es posible la construcción de embalses de laminación que, aún con grandes alturas no proporcionarían el volumen de retención suficiente.

En otros casos actúan complementando la actuación de las presas de laminación. Los criterios generales que deberían adoptarse en cualquier actuación de acondicionamiento de cauces son los siguientes, (Peña, 2007) :

- Dado el sensible impacto en el sistema fluvial de este tipo de actuación, se restringirán a aquellos tramos con mayores beneficios, lo que generalmente conduce a tramos cuyo objetivo sea la protección de zonas urbanas ya consolidadas.
- Deben ser lo más respetuosas posibles con el medio ambiente e integradas en el paisaje y uso social del entorno, para lo cual los trazados, la tipología de las secciones transversales y los revestimientos empleados deberán cuidarse de forma especial.
- Es fundamental que el planeamiento urbano futuro asuma el carácter limitado de cualquier actuación estructural que hace imposible asegurar que su caudal de diseño no pueda ser superado.

En este sentido, el diseño final no debería transmitir una sensación de falsa seguridad y ser coherente con las previsiones existentes de crecimiento urbano.

Deben analizarse de forma cuidadosa las posibles modificaciones del esquema de flujo para evitar que ciertas zonas puedan verse perjudicadas respecto a la situación actual, análisis que debe plantearse especialmente para caudales superiores al de diseño.

Actuaciones que reducen la duración de la inundación.

Las vías de comunicación modifican artificialmente la respuesta de las zonas inundables constituyendo, en ocasiones, un factor de intensificación de las crecidas. En particular, los grandes terraplenes y las obras de desagüe insuficientes, pueden agravar la inundación aguas arriba, desviarla hacia otras zonas, e incluso producir una onda de avenida por rotura del terraplén, además de aumentar el tiempo en el que la superficie permanece inundada.

La disminución de las interferencias de las crecidas con la red de transporte es por tanto un elemento clave en los planes de defensa frente a las inundaciones y consecuencia de ello se

tiene la necesidad de dimensionar adecuadamente las obras de drenaje transversal de las vías de comunicación, (Peña, 2007).

Actuaciones no estructurales.

En los últimos años han comenzado a emplearse las medidas denominadas no estructurales.

Éstas, a diferencia de las estructurales, no actúan sobre la avenida en sí, alterando sus características hidrológicas o hidráulicas, sino que modifican la susceptibilidad de la zona inundable frente a los daños por inundación. Esas medidas se pueden clasificar en los siguientes grupos:

- Modificación de la susceptibilidad al daño de las estructuras existentes: instalación de cierres y uso de materiales resistentes al agua, relocalización o protección de las propiedades de valor dentro de los edificios, localización de edificios y sus contenidos fuera de un área susceptible de daños por inundaciones.
- Control del futuro desarrollo en la zona inundable: zonificación de la llanura de inundación y restricciones a los usos del suelo, seguro frente a inundaciones.
- Mejora de la respuesta frente a las inundaciones mediante mecanismos de previsión: instalación de sistemas de previsión de avenidas y aviso con un plan de evacuación apropiado.

Las posibles actuaciones no estructurales complementan las medidas estructurales por encima de su umbral de protección, teniendo una gran efectividad y en general un coste económico sensiblemente inferior a éstas. No obstante, plantean dificultades de aplicación y requieren una difícil coordinación entre las distintas administraciones implicadas.

Esta coordinación debe realizarse en un marco legal complejo que fije los ámbitos competenciales.

2.7.2 Técnicas de Acondicionamientos de Cauces

Muros en ambientes húmedos.

La infiltración de agua lluvia, produce un efecto de lubricación entre la tierra así como entre las tierras y el muro. El agua produce un efecto de subpresión, de consecuencias complicadas debido a los empujes provocados. Generalmente se construyen muros de concreto reforzado, con un tratamiento de impermeabilización para que no dañe el hierro de refuerzo, una ventaja de estos es que se aprovecha el espacio. Una vez hechos los cálculos y conocidos los centros de gravedad de los diagramas de empuje, se propone la sección del muro. También un buen drenaje ayudará a evitar el exceso de subpresiones.

Muros en pequeñas y grandes obras hidráulicas.

Pequeñas obras hidráulicas: se utilizan en canales de transporte de agua, o estanques artificiales, la cantidad de agua retenida o conducida influirá las dimensiones del muro, pero la sección es la típica de un “muro de inundación” y los materiales pueden ser de mampostería de bloques de concreto, (Cortez Velázquez & Rivera García, 2004).

Grandes obras hidráulicas: se refieren a las que retienen o transportan grandes cantidades de agua, tales como los muros verticales rompeolas, las presas, diques y los muros de inundación que se construyen a lo largo de los ríos para evitar los daños provocados por el desborde de estos. Por ser obras de gran magnitud, los materiales son diversos, pero en su mayoría están contruidos de concreto reforzado y de tierra armada en el caso de las presas.

Muros en obras de retención de agua

Estos muros son contruidos para almacenar agua, empleados comúnmente en tanques que almacenan agua, en plantas potabilizadoras de agua, plantas de tratamientos de aguas negras, donde se disponen grandes volúmenes de líquido o suspensión. Estos muros están contruidos de concreto reforzado impermeable, con tratamiento especial para contrarrestar el efecto de los químicos y los sulfatos, y la sección a usar, dependerá del diseño requerido.

Muros en control de ríos o avenidas de cauces

Actualmente se usan más los gaviones para control del flujo en los ríos, se colocan en las orillas y en el fondo en forma de colchón o de saco, previniendo la erosión y el desborde,

usado en casos de emergencia. También, existe el Muro de inundación, especialmente diseñado para evitar el desborde en épocas lluviosas. El muro de borda también es usado para mantener el cauce de un río que inunda; constituido por tierra compactada maciza, colocados siguiendo la tendencia natural del río, a lo largo del cauce; es de forma trapezoidal formando un terraplén, alcanzando la altura mayor a la que tuviera el tirante en crecida máxima, incluyendo los arrastres.

Gaviones

Generalmente utilizados en obras de infraestructura, los muros de gaviones se componen de 'jaulas metálicas' conformadas por mallas hexagonales de acero galvanizado, haciéndolas resistentes a la intemperie por un extenso período de tiempo, libres de oxidación. Internamente, son llenadas por piedras de diferentes tamaños, convirtiéndose así en una estructura permeable.

Se trata de muros flexibles, que presentan la capacidad de estabilizar taludes, mejorando la firmeza entre los macizos de tierra y las rocas. De esta manera, se evitan fenómenos como desmoronamientos y deslizamientos derivados de la actuación de cargas externas sobre el suelo (edificaciones) o del peso propio bajo la acción natural (lluvias, presión atmosférica).



Figura 2- 17. Gavión instalado a orillas del río Tunes.

Imagen: Gavión instalado a orillas del río Tunes.

Fuente: <http://jparos.blogspot.com/>

Las piezas se apilan una a una conformando una unidad –muro– y cada 'jaula' es amarrada a la siguiente por alambres o pequeños cables de acero y rellena con piedras, en un proceso que se realiza casi completamente en terreno. En líneas generales existen tres tipos de gaviones, indicados para obras con características específicas: tipo caja, tipo colchón y tipo saco. Cada uno de éstos varía en su forma y medidas, pero están constituidos por materiales similares. Por su estética, el gavión ha ganado espacio en usos diversos: desde su función primordial como muro de contención, a muros, mobiliarios urbanos, y otros.

El alambre usado en los gaviones es fabricado de acero dúctil, fuertemente galvanizado (Clase III) y tejido con triple torsión, para conformar una malla, lo cual forma una estructura íntegra, continua y resistente.

Cuando los gaviones son colocados en ambientes agresivos, se adiciona al alambre galvanizado un recubrimiento adicional de cloruro de polivinilo (PVC) antes de ser tejido en la malla. El PVC protegerá al alambre y le dará futura resistencia contra agentes químicos, biológicos o corrosivos. Flexibilidad, permeabilidad, resistencia y versatilidad, son las características más notables que los gaviones aportan para sus distintos usos y diferentes condiciones.

Zampeado.

Es la protección con roca, colocada con o sin mortero, construida con el objeto de proteger márgenes, taludes, estructuras de drenaje y para el control de la erosión.

La estabilidad de una roca es una función de su tamaño, expresada ya sea en términos de su peso o diámetro equivalente. (Lickez, 2012)

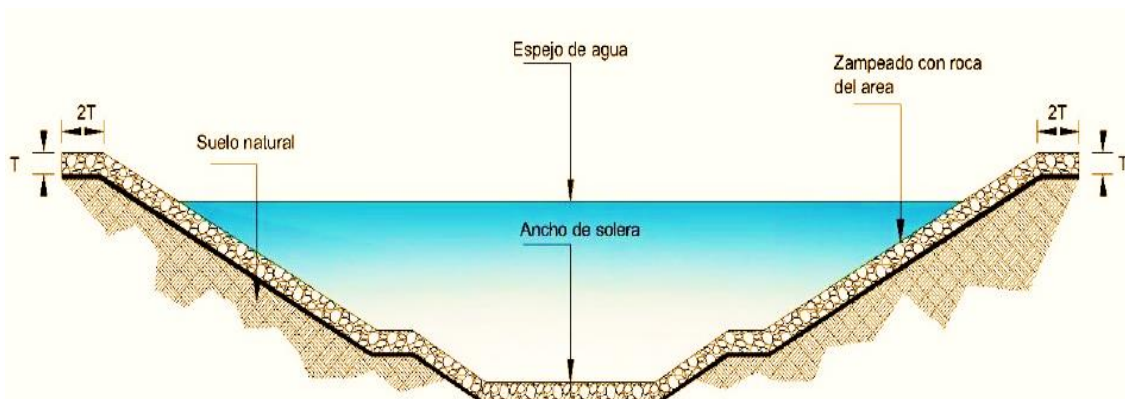


Figura 2- 18. Esquema de Recubrimiento de Canal con Zampeado

Fuente: (Lickez, Diseño De Las Obras De Mitigación En Las Áreas Susceptibles A Inundaciones De La Ribera Del Río La Quebrada De Las Casas, Municipio De Estanzuela, Departamento De Zacapa, 2012)

2.7.3 Muros de contención.

Un muro de contención no solo soporta los empujes horizontales transmitidos por el terreno, debe también recibir los esfuerzos verticales transmitidos a pilares, paredes de carga y forjados que apoyan sobre ellos. La mayoría de los muros de contención se construyen de hormigón armado, cumpliendo la función de soportar el empuje de tierra, generalmente en desmontes o terraplenes, evitando el desmoronamiento y sosteniendo el talud.

Los muros de contención son elementos constructivos que cumplen la función de cerramiento, soportando por lo general los esfuerzos horizontales producidos por el empuje de tierras. En otros tipos de construcción, se utilizan para contener agua u otros líquidos en el caso de depósitos.

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. Por ejemplo, en la construcción de vías férreas o de carreteras, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho.

De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano.

Tipos de muros de contención.

A diferencia de aquellos que forman parte de estructuras como los muros de sótanos, los muros de contención autoportantes son de varios tipos y los más comunes se ilustran en la figura 2-11. El muro de gravedad (ver la figura 2-11 a) contiene la tierra trabajando únicamente con su peso propio. El muro de concreto reforzado en voladizo (ver la figura 2-11 b) consta de un cuerpo vertical que contiene la tierra y se mantiene en posición gracias a la zapata o losa base.

El peso del relleno por encima del talón, además del peso propio del muro, contribuye a la estabilidad de la estructura. Puesto que el cuerpo trabaja como un voladizo vertical, su espesor

requerido aumenta rápidamente con el incremento de la altura del muro. Para reducir los momentos flectores en muros verticales de gran altura, se utilizan contrafuertes espaciados entre sí a distancias iguales o ligeramente mayores que la mitad de la altura del muro (ver la figura 2-11 c).

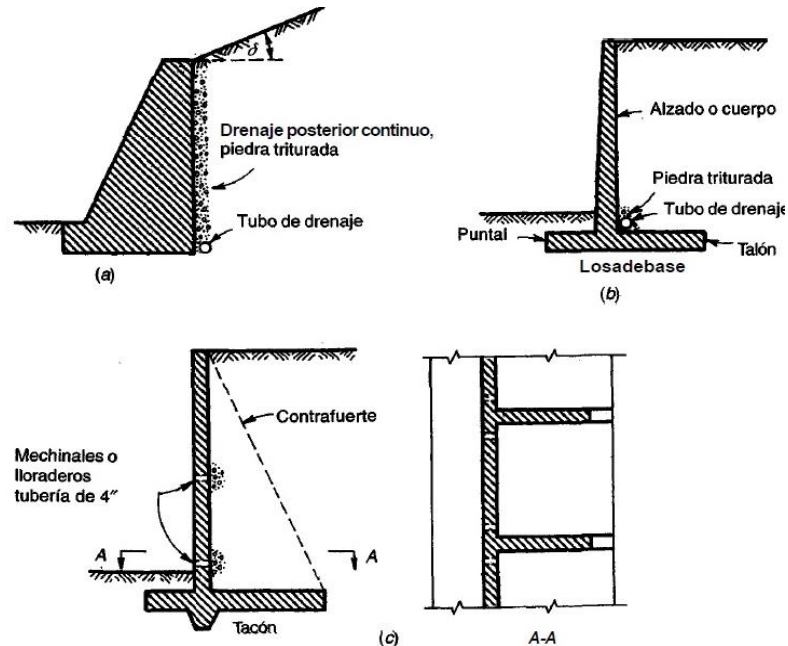


Figura 2- 19. Tipos de muro de contención y drenajes posteriores: (a) muro de gravedad; (b) muro en voladizo; (c) muro con contrafuertes.

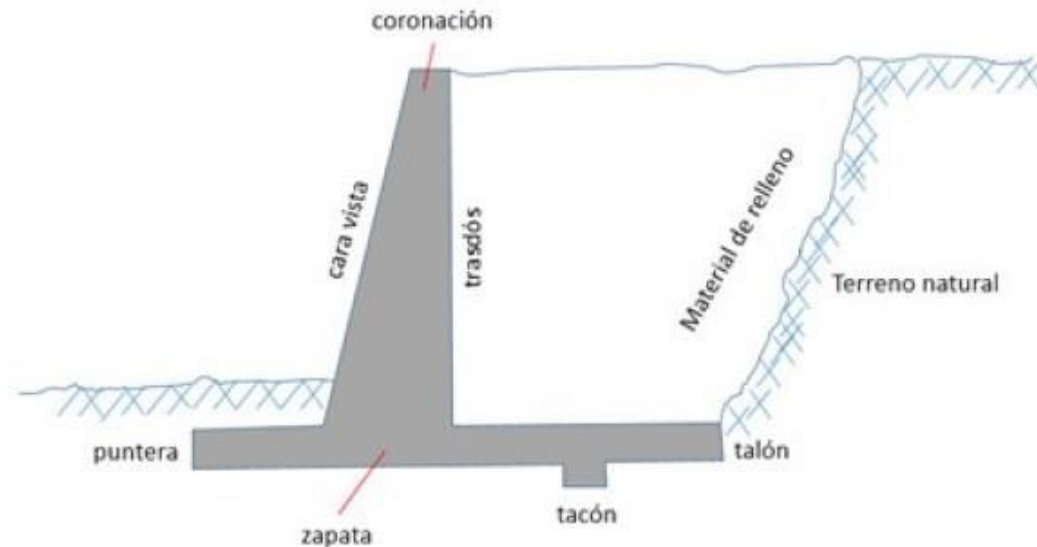
Fuente: *Diseño de estructuras de concreto, Nilson (2001)*

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

Cuál de los tres tipos de muros es el más apropiado en determinado caso depende de una variedad de condiciones como la disponibilidad local, el precio de los materiales de construcción y los derechos de propiedad. En general, los muros de gravedad son económicos sólo para muros relativamente bajos, probablemente hasta unos 3 metros. Los muros en voladizo son económicos para alturas entre 3 y 6 metros, mientras que los muros con contrafuertes se utilizan para alturas mayores (H. Nilson, 2001)

Partes de muros de contención

Debido al empuje de las tierras, el trasdós del muro experimenta una serie de deformaciones y provoca una serie de reacciones del terreno de cimentación que se agudizan en la puntera y se hacen mínimas en el talón. Debido a esto, la puntera se deforma. Al mismo tiempo el rozamiento entre estructura y terreno y la reacción en puntera de la reacción del terreno colabora para impedir que el muro sufra desplazamiento horizontal.



*Figura 2- 20. Partes del muro ilustraré cada una con una sección recta de un muro ménsula tipo.
Fuente: Hormigón armado (tomo 3°). Álvaro García Mesegue (2001)*

2.7.4 Bóvedas.

Se considera como bóveda, la obra de drenaje transversal formado por muros unidos por uno o varios arcos y que soportan las cargas de tránsito de vehículos, a través de un relleno. Otra definición de bóveda puede ser: son obras civiles constituidas por una superestructura apoyada sobre una subestructura, en donde la primera es la encargada de soportar las cargas de tráfico vehicular y/o del relleno de suelo sobre ella y éstas son transferidas a la subestructura, la cual se encarga de transmitir las al suelo soportante.

La importancia de las bóvedas radica en que por medio de ellas se puede aprovechar el área utilizada por drenajes naturales como las barrancas, las quebradas y los ríos; así como también son obras de paso para salvar accidentes naturales del terreno. Su uso se aconseja cuando no se pueden colocar tubos, cuando la pendiente transversal es muy fuerte y cuando la profundidad de la quebrada es muy grande.

El arco puede ser en forma parabólica, de sección uniforme o variable y estará conformado con los muros; éstos a su vez sirven como muros de retención, cuya función es la de contener el relleno sobre la obra, para que no se derrame al cause u obstáculo a salvar.

Partes de una Bóveda.

Superestructura: La superestructura de una bóveda es aquel elemento estructural al que se le denomina arco, el cual está apoyado directamente sobre la subestructura y cuya función principal es soportar con seguridad las cargas a las que se verá sometido. Estas cargas provienen de las presiones originadas por el relleno de tierra, por el tráfico vehicular y por su mismo peso. La geometría del arco puede ser de directriz parabólica, circular, elíptica o formada por la combinación de ellas, siendo su espesor constante o variable, y elaborado de concreto simple, concreto reforzado, mampostería de piedra o mampostería de bloque de concreto. El arco puede ser construido directamente en el sitio que le corresponde en la bóveda o en otros lugares si se utilizan elementos prefabricados.

Subestructura: La subestructura de una bóveda está constituida por los elementos estructurales conocidos como estribos, éstos se presentan en pareja ya que sirven de apoyo a ambos extremos del arco. La función de los estribos es la de transmitir las reacciones del arco al suelo soportante.

Las cargas sobre el estribo son: las reacciones provenientes del arco, las presiones de tierra que sostiene el estribo y el peso propio.

Los estribos pueden ser construidos con diferentes materiales: mampostería de piedra, concreto reforzado y mampostería reforzada. Su geometría depende del tipo de material con el que se haya diseñado una vez alcanzada su estabilidad.

Tipos de bóvedas

Bóvedas cajón:

La bóveda cajón es una estructura de concreto reforzado de forma cuadrada o rectangular construida monolíticamente. Las partes que componen una bóveda cajón son: losa superior,

paredes laterales y losa de fundación. A diferencia de las bóvedas anteriormente descritas, las de tipo cajón permiten eliminar el relleno de tierra sobre ella, quedando su losa superior expuesta al tráfico vehicular. Su forma particular compuesta por losas planas, permite que el armado del refuerzo sea de fácil colocación y si se requiere construir con elementos prefabricados, la construcción e instalación de éstos es simple.

Bóvedas metálicas:

Este tipo de bóvedas, se fabrican de planchas de acero con corrugaciones en sentido perpendicular a su longitud. Las planchas varían en espesor hasta 7.1 mm y se fabrican en anchos diferentes desde 73.2 cm aproximadamente hasta 195.1 cm aproximadamente en tramos de 3.66, 3.05, 2.44 y 1.83m de largo.

Las bóvedas metálicas se utilizan en la construcción de puentes pequeños, alcantarillas, entubamiento de arroyos, pasos inferiores de peatones y ganado, depósitos de almacenaje, embalses, arcones e instalaciones similares.

La ventaja de éste tipo de bóvedas, proviene principalmente de su material componente, ya que es liviano, posee gran resistencia a la ruptura.

CAPITULO 3: DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA

3.1 ESTUDIO TOPOGRAFICO

3.1.1 Plano de ubicación (Ver Anexo C-1)

3.1.2 Levantamiento topográfico con curvas de nivel (Ver Anexo C-2)

3.1.3 Perfil longitudinal de los cauces (Ver Anexo C-3)

3.1.4 Levantamiento de las secciones transversales (Ver Anexos C-4)

3.2 ESTUDIO DE SUELOS

Por situaciones de costo se ha tomado a bien utilizar un estudio de suelos previamente realizado, siendo el más cercano a nuestro punto de interés el cual es del tipo exploratorio usando equipo de penetración estándar (SPT). Es así que en el presente trabajo se hace uso del estudio de suelos, el cual se realizó en el proyecto “**COMPLEJO DE RESAURANTE LOS HEROES**”, ubicado en parque central Los Héroes, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana. El estudio se realizó a solicitud de la empresa **RD CONSULTORES, SE DE CV**. Con fecha correspondiente de noviembre de 2009.

Para tal fin se realizaron nueve (9) perforaciones tipo penetración estándar (SPT), distribuidos de forma conveniente para analizar toda el área. La profundidad máxima explorada fue de 9.00 metros, efectuándose un total de 56.00 metros de perforación.

Estratigrafía

En general se encontraron los siguientes tipos de suelo:

Clasificación	Descripción General
SM	Arena Limosa
SM	Arena Limosa con Finos Plásticos
ML	Limo Arenoso con Finos Plásticos
ML	Limo Arenoso Orgánico con Finos Plásticos
MH	Limo Inorgánico de Alta Plasticidad

Tabla 3- 1 Tipos de suelo

Fuente: Ensayo de penetración estándar en proyecto: COMPLEJO DE RESTAURANTE LOS HEROES ubicado en parque central Los Héroes, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana

3.2.1 Resistencia a la penetración

La resistencia del suelo a la penetración de una cuchara muestreadora estándar varía de 2 a más de 80 golpes, clasificando su compacidad relativa o consistencia así:

COMPACIDAD RELATIVA DE SUELOS ARENOSOS		
N.GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA	(%)
0 – 4	MUY SUELTA	0 – 5
5 – 10	SUELTA	5 – 25
12 - 30	SEMI - COMPACTA	25 - 60
31 - 50	COMPACTA	60 – 75
>50	MUY COMPACTA	>75

Tabla 3- 2 Compacidad relativa de suelos arenosos

Fuente: Ensayo de penetración estándar en proyecto: COMPLEJO DE RESTAURANTE LOS HEROES ubicado en parque central Los Héroes, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana

CONSISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS		
N.GOLPES	CONCISTENCIA	RESIST. COMP. SIMPLE (Kg/cm ²)
0 – 5	BLANDA	0 – 5
6 – 8	SEMI - DURA	5 – 25
9 – 15	DURA	25 - 60
16 - 30	MUY DURA	60 – 75
>30	RIGIDA	>75

Tabla 3- 3 Consistencia de suelos cohesivos.

Fuente: Ensayo de penetración estándar en proyecto: COMPLEJO DE RESTAURANTE LOS HEROES ubicado en parque central Los Héroes, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana

3.2.2 Capacidad de carga

Considerando una cimentación de 1.00 m. de ancho, la capacidad de carga admisible del suelo en kg/cm^2 para cada sondeo, a la profundidad indicada, sería:

Sondeo No.	Profundidad (metros)								
	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
1	0.70	1.30	1.00	2.00	3.00				
2	0.80	0.80	2.00	3.00					
3	0.50	1.05	0.60	0.40	0,50	2.00			
4	0.85	0.90	1.80	2.00					

5	1.35	2.25	1.20	1.10	0.40	0.60	0.85	2.00	3.00
6	0.90	1.30	1.00	1.10	0.60	0.85	1.40	2.00	3.00
7	0.70	1.45	2.00						
8	0.40	0.90	0.70	0.50	2.00	3.00			
9	0.30	0.60	0.65	0.20	1.00	2.00	3.00		

Tabla 3- 4 Capacidad de carga.

Fuente: Ensayo de penetración estándar en proyecto: COMPLEJO DE RESTAURANTE LOS HEROES ubicado en parque central Los Héroes, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana

3.2.3 Conclusiones

De los resultados obtenidos se puede concluir que:

- Existen zonas en estado suelto y/o conteniendo materia orgánica, según se detalla a continuación.

SONDEO No.	ELEVACION BROCAL	PROF. DE ZONA BLANDA (m)	PROF. DE MATERIA ORGANICA (m)
1	675.45	0.50 – 1.50 3.00 – 4.00	0.00 – 1.00
2	675.71	0.00 – 3.00	0.00 – 1.00
3	675.69	0.00 – 6.00	0.00 – 1.00
4	675.49	0.00 – 3.00	0.00 – 0.50
5	675.45	3.00 – 7.50	0.00 – 1.50
6	675.48	0.00 – 7.00	0.00 – 1.00
7	676.05	0.00 – 2.00	0.00 – 2.00
8	675.34	0.00 – 5.00	0.00 – 1.50
9	673.90	0.00 – 5.50	0.00 – 2.00

Tabla 3- 5 Profundidad de sondeos

Fuente: Ensayo de penetración estándar en proyecto: COMPLEJO DE RESTAURANTE LOS HEROES ubicado en parque central Los Héroes, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana

- No se detectó el nivel freático.
- El sondeo a utilizar es el No. 8 que se encuentra en la quebrada de estudio

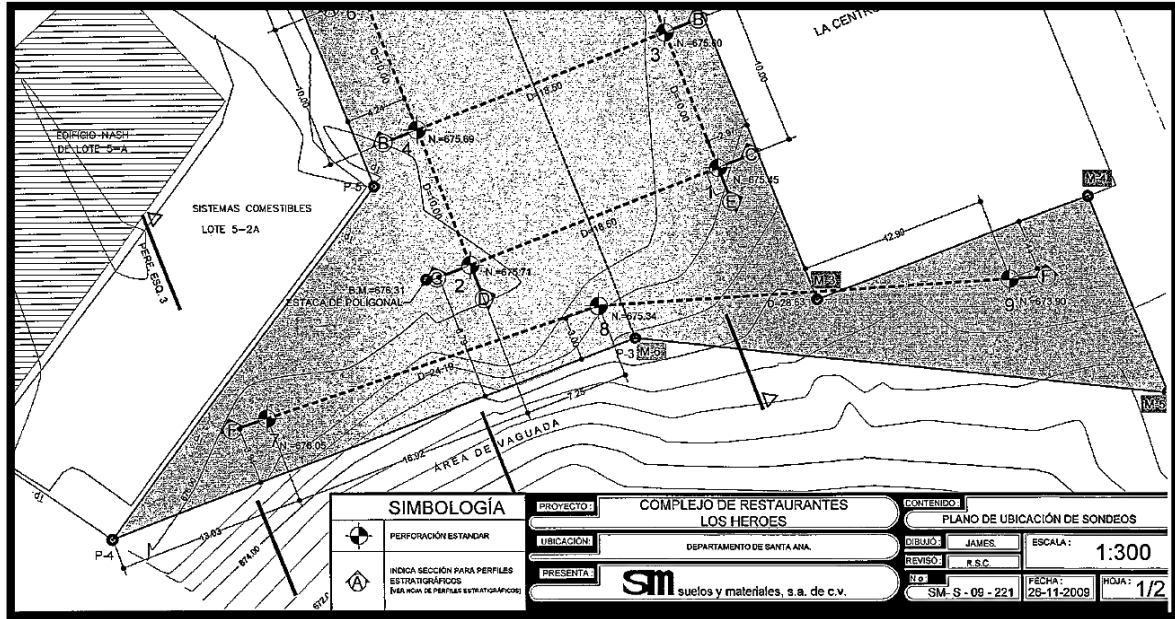


Imagen 3- 1 Ubicación de los sondeos.

Fuente: Ensayo de penetración estándar en proyecto: COMPLEJO DE RESTAURANTE LOS HEROES ubicado en parque central Los Héroes, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana

Para los suelos del lugar, se podrán tomar los valores de los parámetros siguientes:

PESO VOLUMETRICO HUMEDO	$\gamma = 1.8 \text{ Ton/m}^3$
ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA	28°
COHESION APARENTE	$C = 1.00 \text{ Ton/m}^2$

3.2.4 Recomendaciones

Tomando en consideración los resultados obtenidos y conclusiones anteriores recomendamos:

- Remover el suelo blando, eliminando el suelo contaminado con orgánico, y recompactar con suelo sano hasta alcanzar el 90% del peso volumétrico seco máximo a la humedad óptima, según prueba AASHTO T-180.

Restituir de acuerdo al siguiente detalle

SONDEO No.	ELEVACION BROCAL (m)	PROF. DE RESTITUCION (m)	PROF. DE MATERIA ORGANICA (m)
8	675.34	5	0.00 – 1.50

Tabla 3- 6 Sondeo a utilizar

Fuente: Ensayo de penetración estándar en proyecto: COMPLEJO DE RESTAURANTE LOS HEROES ubicado en parque central Los Héros, costado oriente de autopista Santa Ana, Dpto. de Santa Ana

Durante los procesos de excavación para las fundaciones, es importante que el personal a cargo de la construcción tenga suficiente experiencia y competencia para verificar en campo que las condiciones establecidas en el estudio de Mecánica de Suelos y las suposiciones realizadas por el diseñador sean concordantes con las condiciones de sitio.

Deberán evitarse cualquier tipo de empozamientos y/o infiltraciones superficiales fuertes, por la susceptibilidad del suelo a los cambios volumétricos cuando varía su contenido de humedad

3.3 ESTUDIO HIDROLOGICO

3.3.1 Periodo de retorno

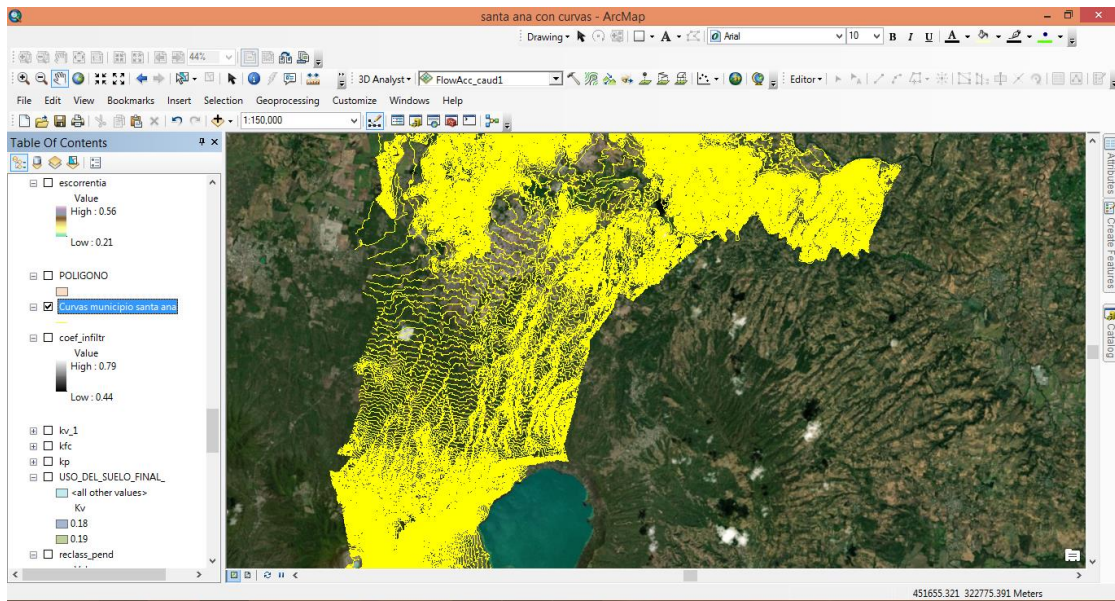
Debido a las futuras proyecciones urbanísticas a futuro que se tienen para el lugar (Aguas arriba), la inversión estimada, la impermeabilidad del suelo y la cantidad de personas que se pronostica, se ha tomado a bien asumir un período de retorno igual a 100 años. Cabe mencionar que los datos de precipitaciones a utilizar corresponden a datos históricos de la estación EL PALMAR que datan del año 1959 al año 1983 y los datos de precipitaciones de la estación UNICAES que datan del año 1984 al 2010.

3.3.2 Determinación de las características físicas de la cuenca mediante ARC GIS.

Al iniciar a trabajar en ArcGIS, es necesario establecer el sistema de coordenadas a usar, posteriormente, todos los archivos que sean creados y cargados al documento deben configurarse bajo el mismo sistema. Para el presente caso, ya que es necesario calcular unidades de longitud y de área, se debe usar un Sistema de coordenadas proyectadas; para el caso de El Salvador, el Sistema de coordenadas proyectadas usado en la actualidad corresponde a la Proyección conforme cónica de Lambert, conocida como Proyección de Lambert.

3.3.3 Obtención de áreas de influencia.

Para obtener estas áreas con la respectiva representación de la microcuenca se debe seguir una cadena de pasos con el software ArcGIS los cuales se especifican a continuación: Se carga el shape de curvas de nivel del municipio de Santa Ana, tal como se observa en la Figura 3-1



*Figura 3- 1Curvas de nivel, Municipio de Santa Ana
Fuente: Elaboración Propia*

Se toman las coordenadas de longitud y latitud del punto de interés de estudio con un GPS y se convierten a coordenadas “x” y “y” para ingresarlas al software mediante la opción de “Add Data”

Nota: las coordenadas deben estar en un archivo Excel para ingresarlas al software.

3.3.4 Delimitar la Cuenca Hidrográfica.

Para trazar el parte de agua se crea un shape file, para crearlo lo primero es buscar la carpeta donde deseamos almacenar nuestros shape a través de “Arc Catalog”, se selecciona la carpeta, click derecho sobre la carpeta, Clip sobre la opción de “New” seguido de “shape file”.

Al seleccionar el “shape file” ingresamos el nombre para nuestro shape el cual será “Cuenca” seguidamente se elige el tipo de característica el cual será un polígono, finalizando introducimos el sistema de referencia espacial de El Salvador.

Creado el shape se procede a editarlo mediante la opción “Star Editing”, con la opción “Create Features” se procede a trazar el parte de agua.

Nota: la carretera CA-12 Avenida Independencia, delimitara un extremo del parte de agua pues las urbanizaciones colindantes a la carretera como El Trébol 1 y 2, El Bosque , San Jerónimo entre otros, sus aguas lluvias descargan hacia el otro extremo de la zona de análisis.

Para el trazo del otro extremo de la cuenca se toma en cuenta las características de las curvas de nivel ya sean cóncavas o convexas en el cual el parte de agua pasara de forma perpendicular a ellas dependiendo los valores de sus cotas, el resultado se muestra en la Figura 3-2

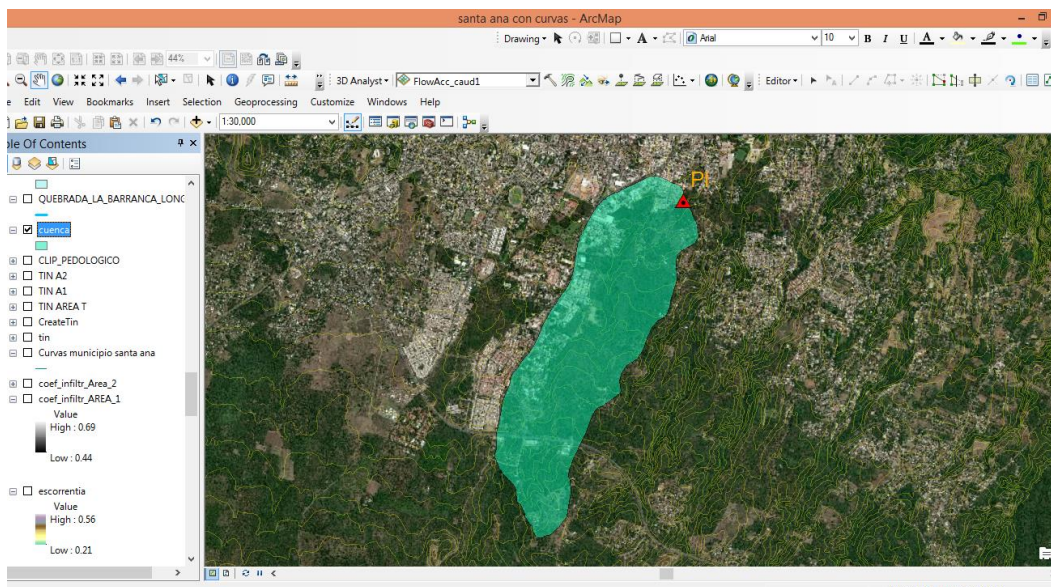
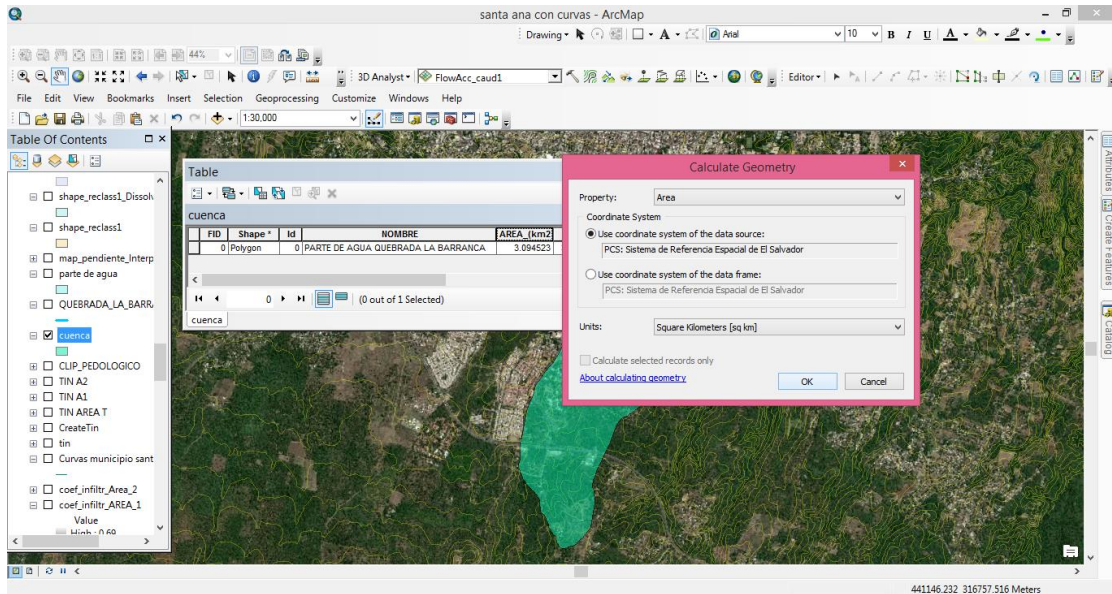


Figura 3- 2 Microcuenca La Barranca
Fuente: Elaboración Propia

El área se obtiene a través de la tabla de atributos que contiene; se accede a ella desplegando un menú con click derecho sobre el shape “cuenca” y seleccionar la opción de abrir tabla de atributos. A continuación de esto se visualizan campos con las características de cada archivo shape; para calcular el área se agrega un nuevo campo bajo en nombre “Área” y se le asigna un valor numérico a través de click derecho sobre éste y seleccionando calculadora geométrica, como se observa en la Figura 3-3



*Figura 3- 3 Nuevo campo para visualizar el área de la microcuenca.
Fuente: Elaboración Propia*

El área obtenida para la microcuenca es la siguiente:

Microcuenca La Barranca: 3.094523 km²

3.3.4.1 Perímetro.

Al encontrarse determinada la microcuenca, se procede a calcular el perímetro siguiendo un procedimiento similar al realizado para calcular el área a través de la tabla de atributos de cada shape, esta vez indicando que se desean obtener unidades de longitud.

El resultado obtenido es el siguiente:

Microcuenca La Barranca: 8.715377 km

3.3.4.2 Longitud del cauce principal.

Para dibujar la red hídrica de la cuenca se procede a trazar el cauce principal siguiendo un procedimiento similar al realizado para delimitar la cuenca, esta vez indicando que el tipo de característica será una polilínea. El resultado se muestra en la Figura 3-4

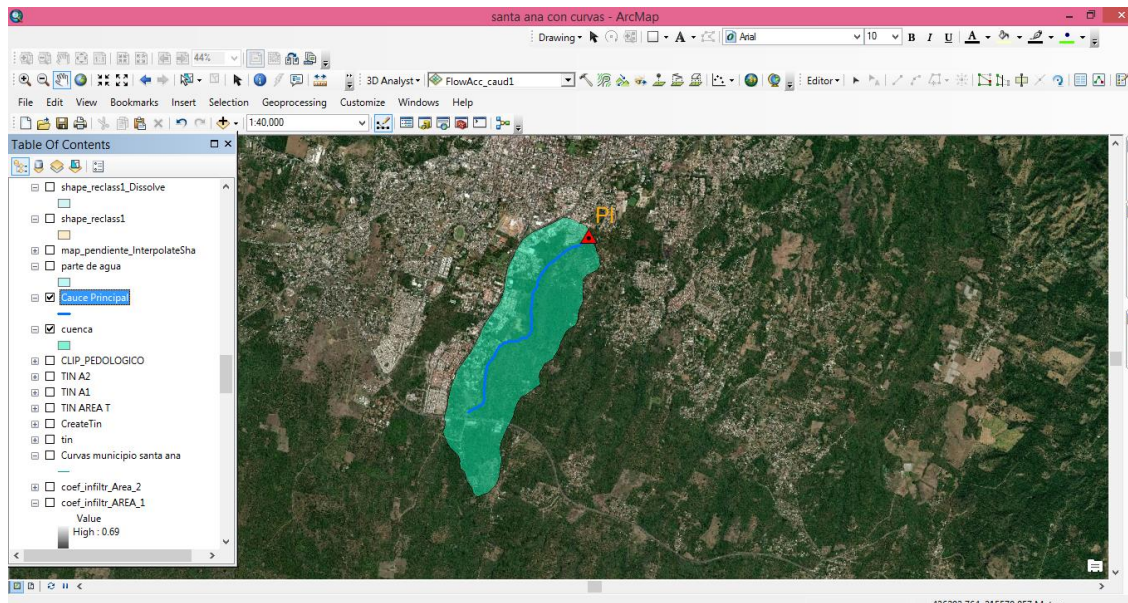


Figura 3- 4 Cauce, microcuenca La Barranca.
Fuente: Elaboración Propia

La longitud se obtiene a través de la tabla de atributos que contiene; se accede a ella desplegando un menú con click derecho sobre el shape “cuenca” y seleccionar la opción de abrir tabla de atributos. A continuación de esto se visualizan campos con las características de cada archivo shape; para calcular la longitud se agrega un nuevo campo bajo en nombre “Longitud” y se le asigna un valor numérico a través de click derecho sobre éste y seleccionando calculadora geométrica, como se observa en la figura 3-5.

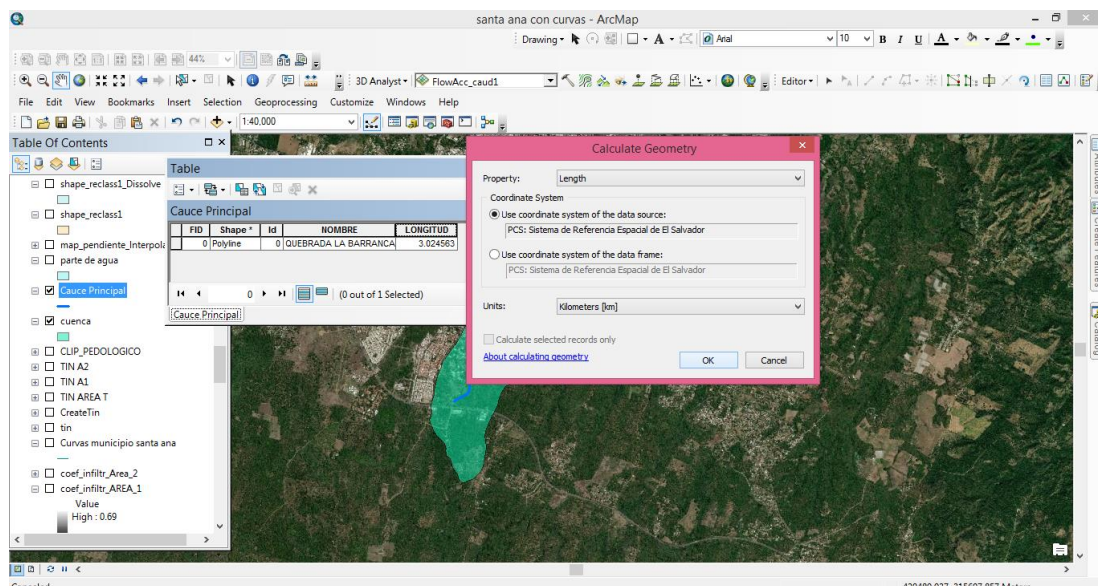


Figura 3- 5 Nuevo campo para visualizar la longitud del cauce, quebrada La Barranca.
Fuente: Elaboración Propia

El resultado obtenido es el siguiente:

Microcuenca La Barranca: 3.024563 km

3.3.4.3 Rango de elevaciones de la cuenca.

Para obtener las elevaciones mínima y máxima de la microcuenca generada, se procede a crear una superficie TIN para la microcuenca y mecánicamente la capa creada brinda este tipo de información, visible a través de la tabla de contenido.

Inicialmente se procede a cortar las curvas de nivel con el parte de agua mediante la herramienta “clip” contenida en el menú Geoprocessing, automáticamente se abrirá una ventana en el cual seleccionaremos las curvas de nivel en la opción de Input Features y el parte de agua en la opción de Clip Features, el resultado será el siguiente, ver Figura 3-6.

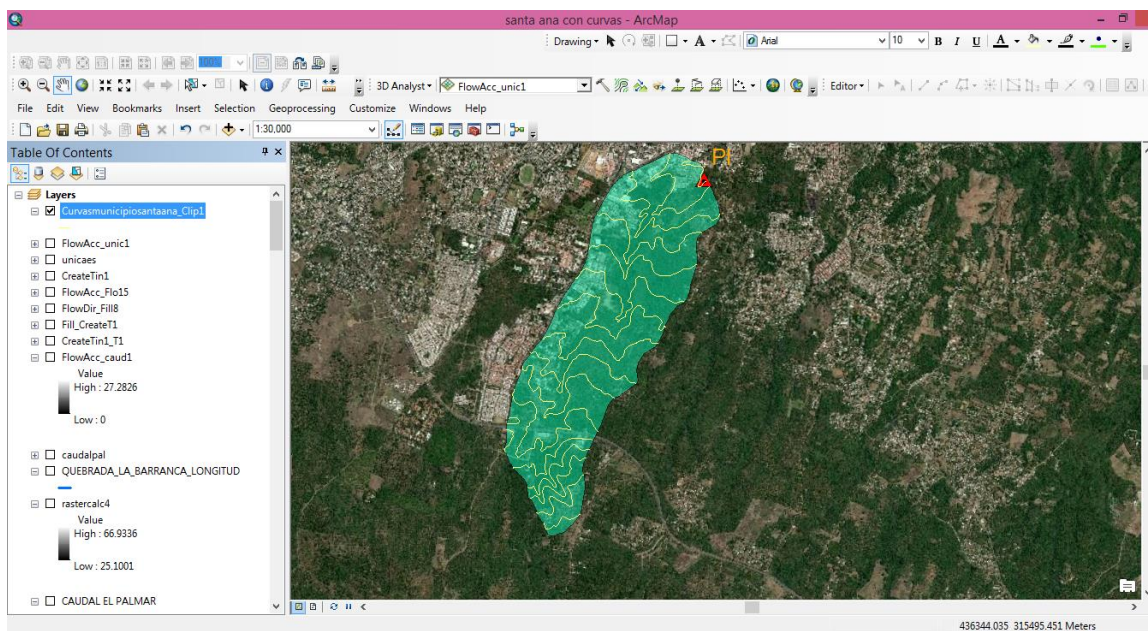


Figura 3- 6 Curvas de nivel para la microcuenca, La Barranca
Fuente: Elaboración Propia

Teniendo las curvas de nivel cortadas dentro del parte de agua se procede a crear un modelo digital del terreno TIN, esto se consigue a través de la herramienta “Create TIN” contenida en el menú 3D Analyst Tools >> Data Management >> TIN, del ArcToolbox; Para este caso ingresamos el archivo creado anteriormente con nuestras curvas ya recortadas en la

opción Input Features Class (Optional), automáticamente la capa creada brinda el rango de elevaciones, visible a través de la tabla de contenido. El resultado se muestra en la Figura 3-7

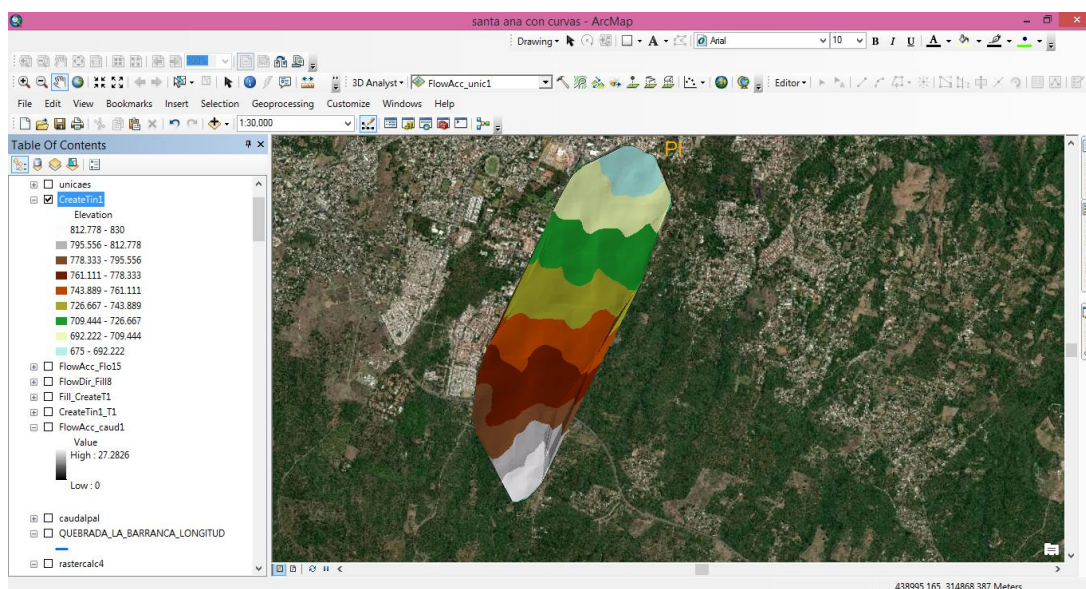


Figura 3- 7 Superficie TIN, microcuenca La Barranca
Fuente: Elaboración Propia

Los valores de la Elevación Mínima y Máxima de la microcuenca son:

Microcuenca La Barranca.

Elevación Maxima: 830 msnm

Elevación Máxima: 675 msnm

3.3.5 Polígonos de Thiessen

Según el boletín climatológico mensual del 2015 dado por el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales en el país existen 25 estaciones meteorológicas primordiales de las cuales se tienen registros de intensidades máximas anuales.

Es así que se debe conocer la estación que influye en la zona de estudio, de la cual se toman los datos de intensidades. Esto se hace mediante el trazo de los polígonos de Thiessen, en donde se define un área de influencia para cada estación existente, cabe mencionar que para el trazo de los polígonos de Thiessen se toman en cuenta los datos históricos de estaciones que ya no están en funcionamiento. Para ello se hará uso del software ArcGis, en donde usaremos las estaciones para la simplificación del proceso a realizar. El resultado se muestra en

la Figura 3-8 en donde se puede observar que las estaciones que influyen son la A-12 EL PALMAR y A-37 UNICAES.

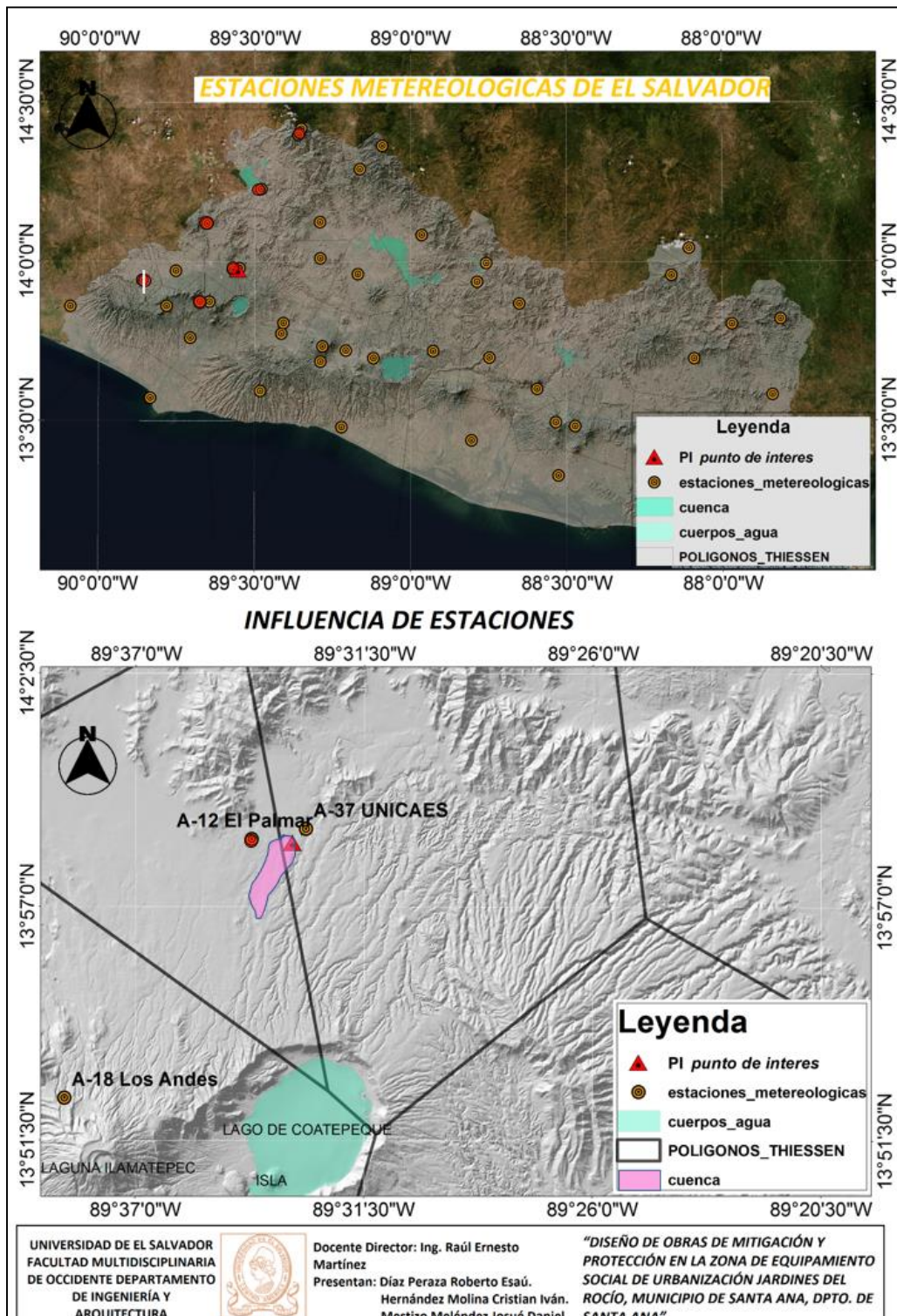


Figura 3- 8 Polígonos de Thiessen.
Fuente: Elaboración Propia

Cabe mencionar que las estaciones de color rojo en la figura 3-8 son estaciones que ya no están en funcionamiento solo para la zona de occidente.

Área de influencia de las estaciones meteorológicas.

Para determinar el área de influencia de las estaciones se procede a recortar la microcuenca con los polígonos de thiessen, esto se hace con la herramienta “Clip” contenida en el menú Geoprocessing, automáticamente se abrirá una ventana en el cual seleccionaremos el shape polígonos de thiessen creado anteriormente en la opción de Input Features y el parte de agua en la opción de Clip Features.

El área que influyen las estaciones se obtiene a través de la tabla de atributos que contiene; se accede a ella desplegando un menú con click derecho sobre el shape “cuenca” y seleccionar la opción de abrir tabla de atributos. A continuación se visualizan campos con las características de cada archivo shape; para calcular el área se agrega un nuevo campo bajo en nombre “Área” y se le asigna un valor numérico a través de click derecho sobre éste y seleccionando calculadora geométrica, en la opción de Property seleccionamos Area y en la opción de Units seleccionamos Square Kilometers (sq km) lo cual nos proporcionara el área en kilómetros cuadrados.

El área de influencia obtenida correspondiente a cada estación meteorológica es la siguiente:

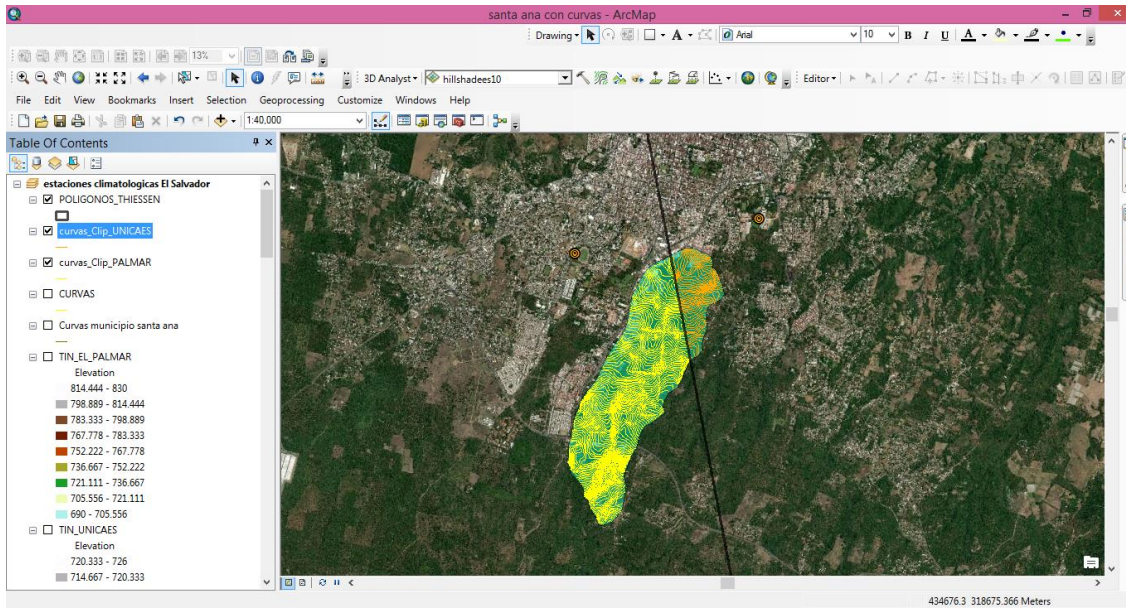
Estación UNICAES: 0.542222 km²

Estación EL PALMAR: 2.552301 km²

Rango de elevaciones para las diferentes áreas de influencia.

Para el cálculo de las elevaciones, se sigue el mismo procedimiento realizado para el cálculo de elevaciones de la cuenca realizado anteriormente, con la única diferencia que antes de realizar el procedimiento se tienen que cortar las curvas generadas para la cuenca con forme los polígonos de thiessen, usando siempre la herramienta “clip” contenida en el menú Geoprocessing.

El resultado será el siguiente ver Figura 3-9



*Figura 3- 9 Curvas de nivel para cada área de influencia de las estaciones.
Fuente: Elaboración Propia*

Teniendo las curvas de nivel, se procede a crear una superficie TIN para cada una de las curvas, los valores de la Elevación Mínima y Máxima son:

Microcuenca La Barranca.

Estación UNICAES.

- Elevación Mínima: 675 msnm
- Elevación Máxima: 726 msnm

Estación EL PALMAR.

- Elevación Mínima: 690 msnm
- Elevación Máxima: 830 msnm

Obtención de Imagen o Modelo de Elevación Digital DEM.

ArcGIS reconoce las imágenes DEM como formato raster. Es posible crear este tipo de imágenes a partir de una superficie TIN como la obtenida anteriormente; a través de la función TIN to Raster contenida en el menú 3D Analyst Tools del ArcToolbox. El resultado se observa en la Figura 3-10.

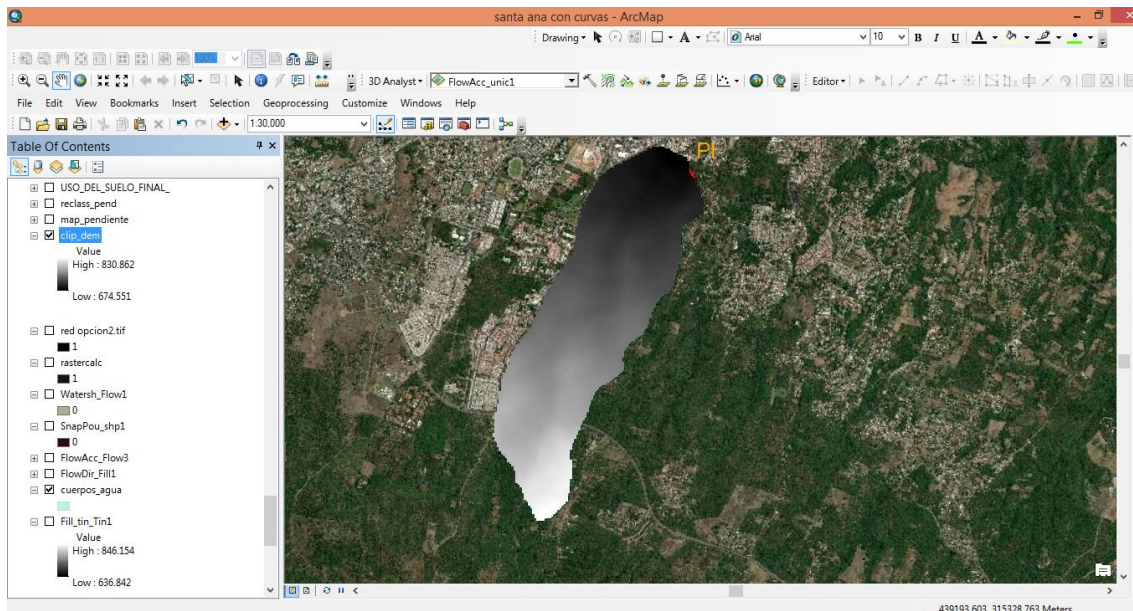


Figura 3- 10 Modelo de Elevación Digital, microcuenca La Barranca.

Fuente: Elaboración Propia

Definir Proyección del Archivo DEM.

A través las funciones contenidas en ArcToolbox de ArcGIS se define el sistema de coordenadas del archivo DEM. Para este y todos los demás archivos que se carguen al programa, todos los archivos en este capítulo, corresponden a la proyección conforme cónica de Lambert.

- Eliminar imperfecciones del archivo DEM.

A través de la herramienta Fill, contenida en el menú Spatial Analyst Tools>>Hidrology del ArcToolbox, es posible rellenar los espacios vacíos que pueda contener el archivo raster, anulando sumideros e imperfecciones. Es necesario usar el mismo archivo cuya proyección se definió previamente.

- Definir la Dirección de la Red Hídrica.

Posteriormente, se procede a determinar la dirección del flujo de agua por medio de la herramienta Flow Direction, a partir del archivo generado al eliminar las imperfecciones del área seleccionada mediante la herramienta Fill; esta nueva acción genera un nuevo archivo tipo raster.

- Determinar la Acumulación de la Red Hídrica.

Se procede a determinar la acumulación del agua por medio de la herramienta Flow Accumulation, de menú Spatial Analyst Tools>>Hydrology, en base al raster de dirección de flujo generado en el paso anterior.

Pendiente media de la cuenca.

Para obtener esta característica, primero se procede a recortar un DEM para cada una de las áreas de influencia de las estaciones meteorológicas; para esta tarea se debe utilizar el archivo raster obtenido después de utilizar la herramienta Fill, con la función Extract by Mask, contenida en ArcToolbox>>Extraction>>Extract By Mask.

Posteriormente, es necesario crear un Mapa de Pendientes Interpoladas para cada una de las áreas de estudio; esto se consigue a través de la herramienta Slope, contenida en los menús Spatial Analyst Tools>>Surface, del ArcToolbox; para este caso, ingresamos el archivo DEM en formato raster de cada caso y habilitamos la opción de porcentaje para expresar la pendiente.

A continuación se procede a crear un mapa de Pendientes Interpoladas, esto se consigue por medio de la función Interpolate Shape, contenida en los menús 3D Analyst Tools>>Functional Surface, procedemos a ingresar en la primera casilla el mapa de pendientes recién creado y posteriormente el shape de la microcuenca. Finalmente, para determinar el valor de la pendiente media para cada caso, se utiliza la función Zonal Statistics as Table, contenida en los menús Spatial Analyst Tools>>Zonal; se debe ingresar primero el mapa de pendientes interpoladas y posteriormente el mapa de pendientes original.

El valor de la Pendiente Media se encuentra en el campo Mean, al abrir la tabla del archivo creado. Todas las pendientes para los diferentes sectores se muestran en el desde el anexo B-4, para cada Área de influencia de las estaciones meteorológicas.

Los valores de Pendiente Media de las áreas de estudio son:

- Estación UNICAES: 4.312716%
- Estación EL PALMAR: 5.264368%

3.3.5.1 Intensidades de precipitación máxima anual para las zonas.

Definidas las estaciones de influencia para la zona, se presentan en la Tabla 3-7 y tabla 3-8 las intensidades máximas anuales para estas estaciones corresponden a EL PALMAR y UNICAES.



MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS
NATURALES
DIRECCION DEL OBSERVATORIO AMBIENTAL
GERENCIA DE METEOROLOGIA
CENTRO DE CLIMA Y AGROMETEOROLOGIA

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)

En mm/minuto para diferentes períodos.

ESTACION: SANTA ANA EL PALMAR INDICE :
LATITUD: 13° 58.661' A- 12
LONGITUD: 89° 34.2'
ELEVACION: 725 m.s.n.m.

AÑO	5'	10'	15'	20'	30'	45'	60'	90'	120'	150'	180'	240'	360'
1959	3.28	2.66	2.07	1.69	1.4	0.97	0.81	0.47	0.34	0.28	0.24	0.19	0.15
1960	2.4	2.25	2.13	1.88	1.56	1.2	1.01	0.77	0.62	0.5	0.42	0.33	0.2
1961	3.2	3.01	2.67	2.34	1.74	1.49	1.2	0.81	0.62	0.52	0.44	0.34	0.23
1962	3.0	2.37	2.13	1.98	1.48	1.14	0.93	0.64	0.58	0.36	0.28	0.21	0.2
1963	2.16	1.9	1.78	1.48	1.08	0.85	0.69	0.41	0.3	0.25	0.22	0.18	0.16
1964	3.52	2.83	2.54	2.4	2.18	1.65	1.24	0.74	0.48	0.34	0.36	0.22	0.2
1965	2.78	1.99	1.67	1.43	1.11	0.85	0.67	0.47	0.36	0.27	0.23	0.18	0.17
1966	2.48	2.1	1.79	1.62	1.25	0.96	0.74	0.54	0.33	0.28	0.24	0.19	0.18
1967	2.26	2.1	1.98	1.83	1.39	1.06	0.79	0.59	0.51	0.42	0.36	0.27	0.14
1968	2.2	2.04	1.82	1.72	1.39	1.15	1.03	0.76	0.61	0.59	0.58	0.29	0.24
1969	2.64	2.32	2.15	1.93	1.59	1.24	0.98	0.73	0.59	0.54	0.27	0.19	0.11
1970	2.64	2.07	1.95	1.88	1.7	1.41	1.08	0.87	0.67	0.55	0.47	0.18	0.16
1971	2.04	1.72	1.47	1.33	1.09	0.78	0.66	0.52	0.43	0.36	0.29	0.23	0.2
1972	2.3	2.04	1.9	1.67	1.25	0.88	0.68	0.52	0.47	0.32	0.28	0.23	0.14
1973	2.3	2.1	1.9	1.68	1.3	1.02	0.81	0.6	0.47	0.4	0.04	0.22	0.18
1974	2.56	1.84	1.43	1.34	1.31	1.14	0.96	0.73	0.6	0.5	0.42	0.33	0.13
1975	2.98	2.52	1.94	1.68	1.19	0.84	0.68	0.58	0.44	0.36	0.24	0.18	0.18
1976	2.96	2.19	2.12	2.08	1.67	1.15	0.87	0.58	0.52	0.49	0.42	0.32	0.22
1977	3.64	3.51	2.62	2.16	1.48	0.99	0.85	0.57	0.43	0.34	0.29	0.21	0.19
1978	3.18	2.67	2.16	1.94	1.47	1.04	0.78	0.56	0.5	0.4	0.35	0.26	0.23
1979	3.04	2.27	1.98	1.59	1.17	1.08	0.78	0.55	0.42	0.34	0.32	0.24	0.16
1980	3.3	2.05	1.97	2.02	1.65	1.23	0.97	0.67	0.53	0.42	0.36	0.29	0.2
1981	3.04	2.9	2.16	1.97	1.54	1.15	1.0	0.79	0.72	0.6	0.51	0.39	0.26
1983	2.1	1.86	1.58	1.27	1.07	0.82	0.68	0.73	0.58	0.48	0.41	0.31	0.11

Tabla 3- 7 Intensidades de precipitación máxima. Estación EL PALMAR.

Fuente: SNET

MINISTERIO DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS
NATURALES



DIRECCION DEL OBSERVATORIO AMBIENTAL
GERENCIA DE METEOROLOGIA
CENTRO DE CLIMA Y AGROMETEOROLOGIA

INTENSIDAD DE PRECIPITACION MAXIMA ANUAL (ABSOLUTA)

En mm/minuto para diferentes períodos.

ESTACION: SANTA ANA UNICAES
LATITUD: 13° 58.9'
LONGITUD: 89° 32.9'
ELEVACION: 685 m.s.n.m.

INDICE :
A- 37

AÑO	5'	10'	15'	20'	30'	45'	60'	90'	120'	150'	180'	240'	360'
1984	2.8	1.7	1.33	1.25	1.14	0.96	0.73	0.49	0.37	0.33	0.35	0.3	0.21
1985	4.04	2.62	2.13	1.79	1.6	1.13	0.98	0.76	0.59	0.48	0.41	0.31	0.21
1986	3.1	2.15	1.81	1.83	1.67	1.41	1.18	0.87	0.74	0.66	0.56	0.43	0.29
1987	3.14	2.22	1.81	1.79	1.52	1.19	0.95	0.66	0.52	0.43	0.38	0.29	0.19
1988	4.0	2.7	1.97	1.58	1.13	0.77	0.6	0.49	0.39	0.42	0.36	0.32	0.21
1989	3.72	2.79	2.48	2.33	1.86	1.42	1.09	0.75	0.58	0.48	0.41	0.32	0.22
1990	2.9	2.4	1.87	1.7	1.43	1.18	0.92	0.63	0.52	0.43	0.36	0.28	0.19
1994	3.4	2.4	1.7	1.58	1.37	1.14	0.98	0.67	0.57	0.46	0.39	0.3	0.2
1995	1.8	1.6	1.35	1.35	1.2	0.95	0.72	0.58	0.46	0.38	0.32	0.24	0.16
1996	3.0	2.0	1.67	1.56	1.35	1.14	0.97	0.69	0.53	0.43	0.37	0.27	0.19
1997	3.76	2.58	2.08	1.81	1.32	0.92	0.7	0.48	0.37	0.31	0.26	0.22	0.15
1999	4.6	2.7	2.07	1.7	1.27	0.9	0.68	0.48	0.38	0.34	0.29	0.22	0.15
2000	3.2	2.62	2.21	1.92	1.57	1.4	1.24	0.88	0.67	0.54	0.45	0.34	0.23
2001	2.6	2.05	2.03	1.88	1.4	0.98	0.79	0.66	0.59	0.49	0.42	0.32	0.22
2002	2.7	1.79	1.6	1.46	1.2	0.96	0.85	0.64	0.49	0.5	0.42	0.33	0.23
2003	3.92	2.16	2.51	2.08	1.69	1.36	1.12	0.88	0.71	0.57	0.47	0.35	0.24
2004	4.08	2.62	2.24	1.84	1.53	1.25	1.09	0.79	0.6	0.49	0.42	0.32	0.25
2005	1.8	1.5	1.33	1.25	1.13	0.82	0.68	0.47	0.39	0.32	0.27	0.21	0.19
2006	3.2	2.2	2.0	1.7	1.55	1.26	1.01	0.68	0.52	0.42	0.37	0.29	0.2
2007	2.3	1.8	1.61	1.36	1.09	0.88	0.78	0.66	0.5	0.41	0.34	0.25	0.17
2008	2.62	1.77	1.55	1.42	1.11	0.94	0.78	0.59	0.46	0.38	0.32	0.24	0.16
2009	4.72	3.37	2.65	2.24	1.66	1.15	0.87	0.59	0.46	0.36	0.3	0.23	0.15
2010	3.8	2.3	1.7	1.4	1.27	1.18	0.95	0.67	0.51	0.42	0.36	0.28	0.24

Tabla 3- 8 Intensidades de precipitación máxima. Estación UNICAES.

Fuente: SNET

3.3.5.2 Determinación del caudal máximo.

Para la obtención del Caudal Máximo, se pretende aplicar la fórmula Racional, por lo que es necesario obtener, para cada microcuenca, las variables siguientes: el coeficiente de escorrentía (adimensional), la Intensidad Máxima de diseño (m/s) y el área de influencia (m²). El producto de los valores anteriores, da como resultado el Caudal de Diseño; dicho producto se pretende calcular a través de la función Raster Calculator de ArcGIS.

3.3.5.3 Cálculo de coeficiente de escorrentía.

Como sabemos, existe una relación del tipo: Coef. de Escorrentía = 1-Coef. de Infiltración. A su vez, el coeficiente de infiltración depende directamente de tres variables: Coeficiente de Cobertura Vegetal (Kv), Coeficiente de Pendiente (Kp) y Coeficiente de Textura de Suelos (Kfc); es posible conocer el coeficiente de escorrentía en base al procesamiento de las variables pertenecientes al coeficiente de infiltración.

Debido a que, el valor tanto el coeficiente de infiltración como el de escorrentía difieren en distintos sectores de una misma microcuenca, para el cálculo del Caudal Máximo es necesario obtener un archivo en formato Raster que conciba todas las variantes del coeficiente de escorrentía en cada microcuenca. Por tanto, inicialmente se debe obtener un archivo Raster para cada componente del coeficiente de Infiltración, posteriormente sumarlos por medio de la función Raster Calculator, contenida en ArcToolbox>Hidrology>Spatial Analyst Tools, obteniendo como resultado un Raster para el coeficiente de infiltración. VER Figura 3-11

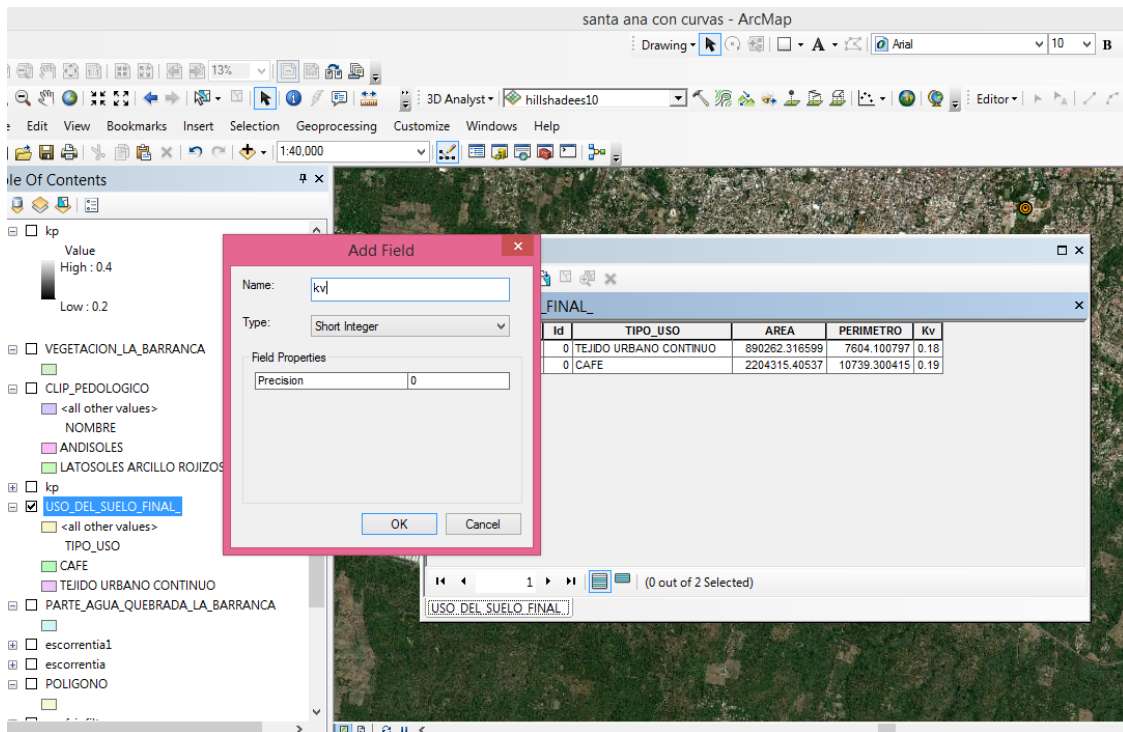


Figura 3- 11 Cálculo de coeficiente de escorrentia.
Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del coeficiente de cobertura vegetal (Kv).

Inicialmente, se deben cargar los archivos formato shape correspondientes a la cobertura vegetal y uso de suelo, disponibles en el sitio web de Catastro Nacional, recortarlos para cada microcuenca y editar su tabla de atributos con la adición de un nuevo campo para Kv. En este caso, por tratarse de pocos elementos de Uso de Suelo, los valores de Kv se ingresan de forma manual, habilitando la opción de edición de características, de esta manera es más sencillo el ingreso de datos. Para realizar esto, se utilizan los valores de Kv presentados en el Cap. 2.

El archivo se convierte en formato Raster con las herramientas del ArcToolbox Conversion Tools>To Raster>Polygon To Raster, seleccionando Kv como Valor de campo, pues esos valores son los que se desean representar.

Cálculo del coeficiente de pendiente (Kp).

Inicialmente, se procede a reclasificar los Mapas de Pendientes para cada área de influencia de estación (los mismos utilizados previamente para la obtención de la Pendiente Media), en siete categorías, en base a los rangos de pendientes de la tabla de coeficientes Kp presentada en el capítulo anterior. Esto se consigue a través de la función Reclassify contenida en Spatial Analyst Tools>Reclass. Ver Figura 3-12.

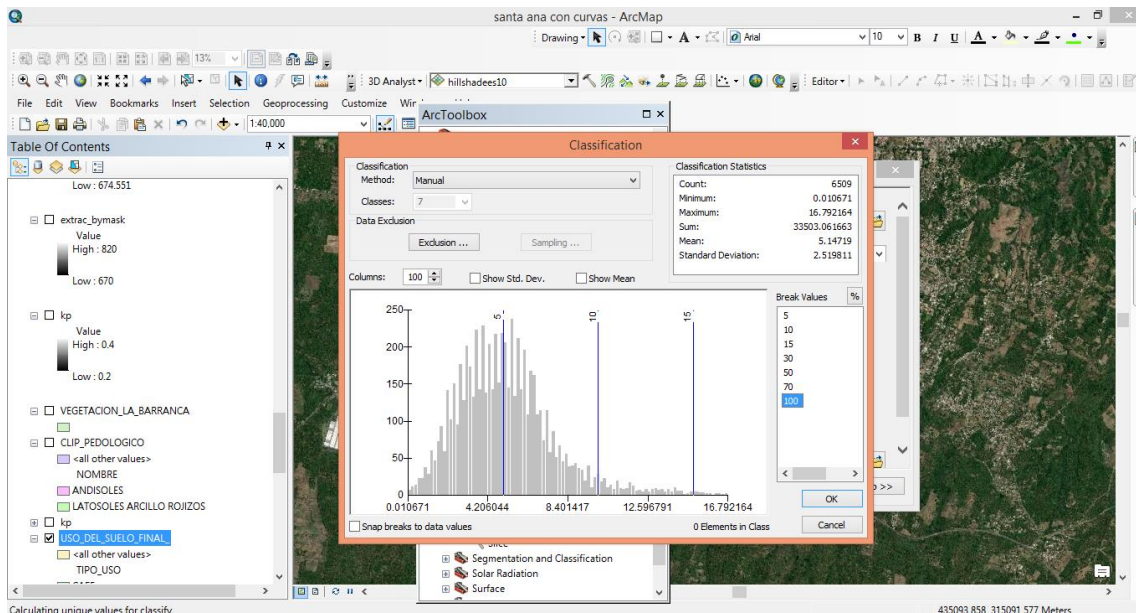


Figura 3- 12 Cálculo de coeficiente de pendiente.

Fuente: Elaboración Propia

Para el ingreso de los valores de Kp es necesario convertir el archivo de formato Raster a Shape, debido a que se vuelve más accesible la edición de un polígono. Se utiliza la herramienta Raster To Polygon, de ArcToolbox>>Conversion Tools. Al realizar esta acción, se crean muchas filas, por tanto se utiliza la herramienta Dissolve, de Data Management Tools>>Generalization, para agrupar todos los elementos en las categorías creadas al reclasificar las pendientes; se debe seleccionar el campo de la tabla de atributos en base al que se desea agrupar los elementos, en este caso seleccionamos Gridcode.

Los valores de Kp se ingresan de forma manual en la tabla de atributos, para cada clase o categoría existente que se haya sido reconocida. El polígono se convierte a formato Raster de la misma manera que el coeficiente Kv.

Cálculo del coeficiente de textura de suelo (Kfc)

Se obtiene en base al mapa pedológico, el cual debe ser recortado para cada microcuencua y luego se procede a la edición. Los valores a ingresar son los presentados en la Tabla 2-1, Tabla 2-2 y Tabla 2-3. El procedimiento a seguir es el mismo que el usado para el coeficiente Kv, finalizando la conversión del polígono editado a formato Raster.

Obtenidos los tres archivos raster de los componentes del coeficiente de infiltración para cada microcuencua, se procede realizar su suma por medio de Raster Calculator, contenida en ArcToolbox>>Spatial Analyst Tools>>Map Algebra. Ver Figura 3-13.

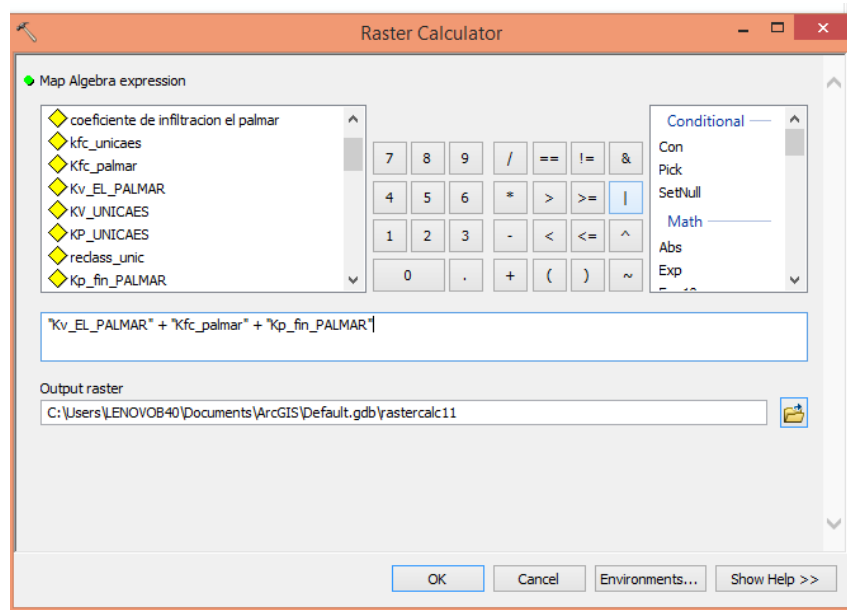


Figura 3- 13 Coeficiente de textura.
Fuente: Elaboración Propia

Luego de haber creado el Raster del coeficiente de infiltración para cada area de influencia de las estaciones, se obtiene el coeficiente de escorrentía a través de Raster Calculator, realizando la operación $1 - \text{Coeficiente de Infiltración}$, como se muestra en la Figura 3-14. El resultado del coeficiente de Escorrentía para una de las microcuencuas se muestra en la Figura 3-15, así como en el anexo B-5.

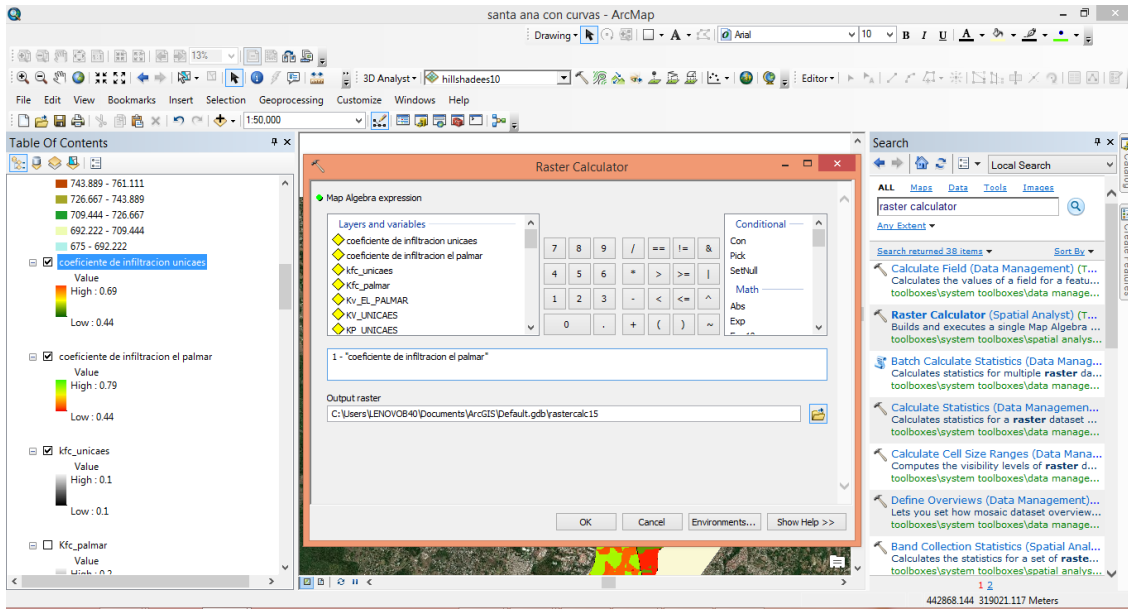


Figura 3- 14 *Formula de coeficiente de escorrentía mediante la herramienta, raster Calculator.*
Fuente: *Elaboración Propia*

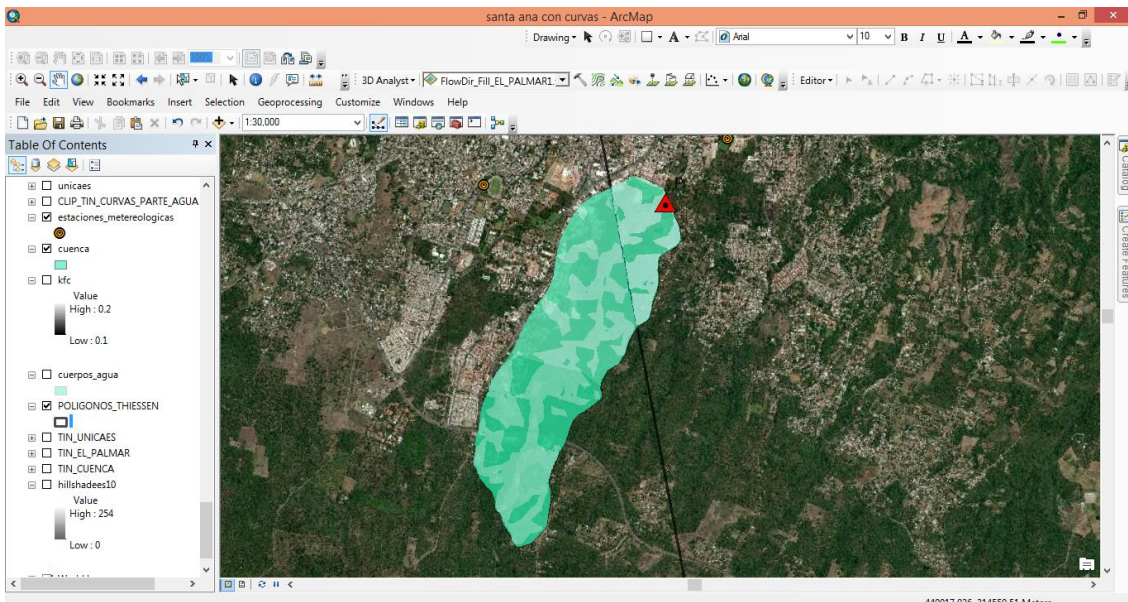


Figura 3- 15 *Coefficiente de escorrentía microcuencia La Barranca.*
Fuente: *Elaboración Propia*

3.3.5.4 Tiempo de concentración.

Para determinar este valor se hace uso de la fórmula de Giandotti (Ecuación 2-6), la cual es la más usada en nuestro medio. Esta se presenta a continuación:

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L_c}{0.8\sqrt{\Delta H}}$$

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 = Elevación media de la cuenca en metros

Para el Área de influencia, estación UNICAES:

$$A = 0.542222 \text{ km}^2$$

$$L_c = 0.555292 \text{ km}$$

$$\Delta H = 700.00 \text{ m}$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{0.542222} + 1.5 * 0.555292}{0.8\sqrt{700.00}}$$

$$T_c = 0.1785 \text{ horas}$$

$$\mathbf{T_c = 10.71 \text{ minutos}}$$

Para el Área de influencia, estación EL PALMAR:

$$A = 2.552301 \text{ km}^2$$

$$L_c = 2.469145 \text{ km}$$

$$\Delta H = 760.00 \text{ m}$$

$$T_c = \frac{4\sqrt{2.552301} + 1.5 * 2.469145}{0.8\sqrt{760.00}}$$

$$T_c = 0.45769 \text{ horas}$$

$$\mathbf{T_c = 27.46 \text{ minutos}}$$

3.3.5.5 Intensidades máximas de diseño

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico es la determinación del evento o eventos de lluvia que deben usarse. La forma más común es utilizar una tormenta de diseño que involucre una relación entre la intensidad de lluvia, la duración y las frecuencias o periodos de retorno apropiados para la obra.

En este caso se cuenta con datos históricos de lluvias, por lo que se realizara primeramente el análisis de frecuencia por medio de una distribución tipo Gumbel para las duraciones seleccionadas.

Primeramente ordenamos ascendentemente los datos de intensidades registrados por las estaciones EL PALMAR y la UNICAES (Tabla 3-7 y 3-8) para cuatro tiempos de duración cercanos al tiempo de concentración establecido en cada microcuenca, definiendo además la respectiva frecuencia a cada dato mediante la siguiente formula:

$$f = \frac{m}{n + 1} \quad \text{Ecuación 3-1}$$

Donde:

F= Frecuencia

m= Número correlativo del dato

n= Número total de datos de registro

Los resultados de para cada estación climatológica se muestran en las tablas siguientes:

Estación Climatológica: UNICAES

T_c = 10.71 minutos

Dato	Tiempo de duración (minutos)				Frecuencia
	5	10	15	20	
	Intensidades (mm/min)				
1	1.8	1.5	1.33	1.25	4.17
2	1.8	1.6	1.33	1.25	8.33
3	2.3	1.7	1.35	1.35	12.5
4	2.6	1.77	1.55	1.36	16.67
5	2.62	1.79	1.6	1.4	20.83
6	2.7	1.8	1.61	1.42	25
7	2.8	2.0	1.67	1.46	29.17
8	2.9	2.05	1.7	1.56	33.33
9	3.0	2.15	1.7	1.58	37.5
10	3.1	2.16	1.81	1.58	41.67
11	3.14	2.2	1.81	1.7	45.83
12	3.2	2.22	1.87	1.7	50
13	3.2	2.3	1.97	1.7	54.17

14	3.4	2.4	2.0	1.79	58.33
15	3.72	2.4	2.03	1.79	62.5
16	3.76	2.58	2.07	1.81	66.67
17	3.8	2.62	2.08	1.83	70.83
18	3.92	2.62	2.13	1.84	75
19	4.0	2.62	2.21	1.88	79.17
20	4.04	2.7	2.24	1.92	83.33
21	4.08	2.7	2.48	2.08	87.5
22	4.6	2.79	2.51	2.24	91.67
23	4.72	3.37	2.65	2.33	95.83

Tabla 3- 9 Datos ordenados estación UNICAES.

Estación Climatológica: EL PALMAR

$T_c = 27.46$ minutos

Dato	Tiempo de duración (minutos)				Frecuencia
	15	20	30	45	
	Intensidades (mm/min)				
1	1.43	1.27	1.07	0.78	4
2	1.47	1.33	1.08	0.82	8
3	1.58	1.34	1.09	0.84	12
4	1.67	1.43	1.11	0.85	16
5	1.78	1.48	1.17	0.85	20
6	1.79	1.59	1.19	0.88	24
7	1.82	1.62	1.25	0.96	28
8	1.9	1.67	1.25	0.97	32
9	1.9	1.68	1.3	0.99	36
10	1.94	1.68	1.31	1.02	40
11	1.95	1.69	1.39	1.04	44
12	1.97	1.72	1.39	1.06	48
13	1.98	1.83	1.4	1.08	52
14	1.98	1.88	1.47	1.14	56
15	2.07	1.88	1.48	1.14	60
16	2.12	1.93	1.48	1.15	64
17	2.13	1.94	1.54	1.15	68
18	2.13	1.97	1.56	1.15	72
19	2.15	1.98	1.59	1.2	76
20	2.16	2.02	1.65	1.23	80
21	2.16	2.08	1.67	1.24	84

22	2.54	2.16	1.7	1.41	88
23	2.62	2.34	1.74	1.49	92
24	2.67	2.4	2.18	1.65	96

Tabla 3- 10 Datos ordenados, estación EL PALMAR.

Ahora se procede a graficar las Intensidades versus frecuencias en papel con distribución estadística tipo Gumbel para cada área de influencia de estación climatológica. Se traza una recta que concuerde lo mejor posible con la distribución de puntos generada de la tabla anterior. Para cada área de influencia se obtendrán cuatro rectas, una para cada tiempo de duración. Con las gráficas así obtenidas se podrán obtener los datos de intensidades para el periodo de retorno que se necesite (para este estudio es de 100 años). Las gráficas se muestran a continuación.

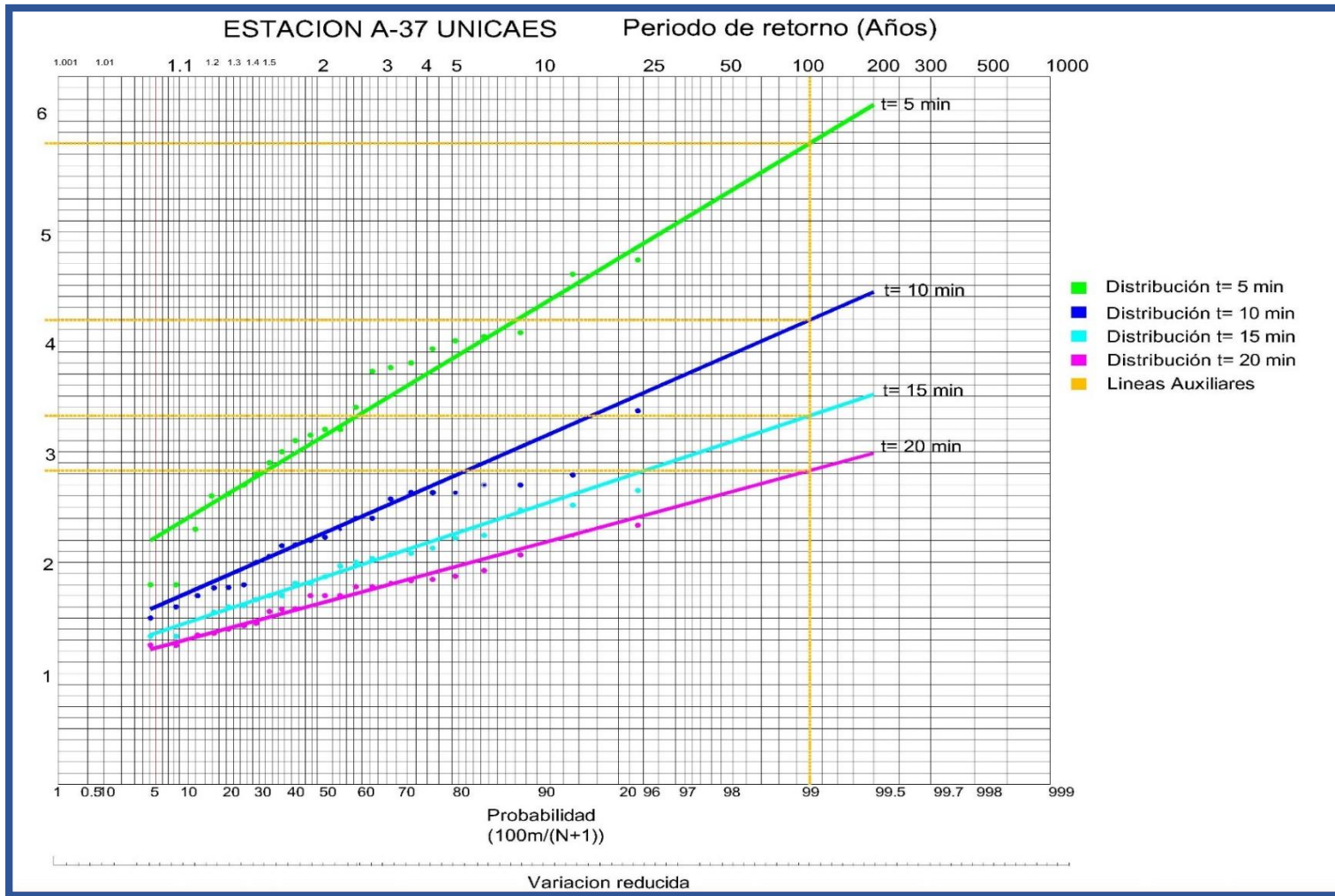


Grafico 3- 1 Distribución Gumbel, estación UNICAES
Fuente: Elaboración Propia

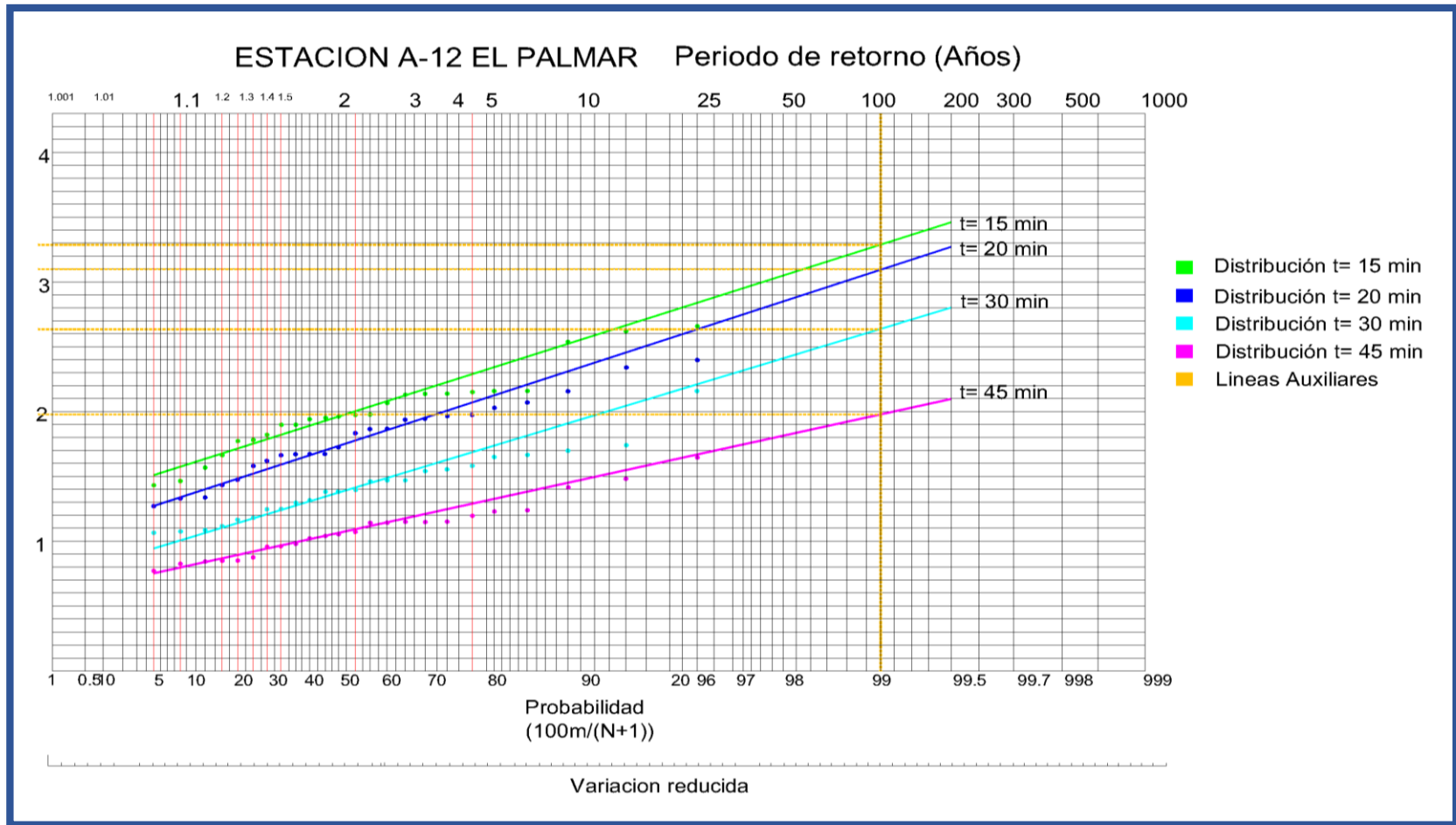


Grafico 3- 2 Distribución Gumbel, estación EL PALMAR
Fuente: Elaboración Propia

De las gráficas antes mostradas se pueden obtener las intensidades para el periodo de retorno de 100 años para cada área de las estaciones haciendo uso de las líneas auxiliares que se muestran. Para cada duración (rectas) se determina su respectiva intensidad (eje de las ordenadas).

Con los valores de intensidades obtenidos se pueden realizar las gráficas I.D.F en escala logarítmica, trazando en el eje de las abscisas los valores de duraciones y en el eje de las ordenadas las respectivas intensidades. Los resultados se presentan a continuación con su respectiva I.D.F para cada estación climatológica

Estación climatológica	Duración (minutos)			
	5	10	15	20
UNICAES	5.8	4.19	3.325	2.825

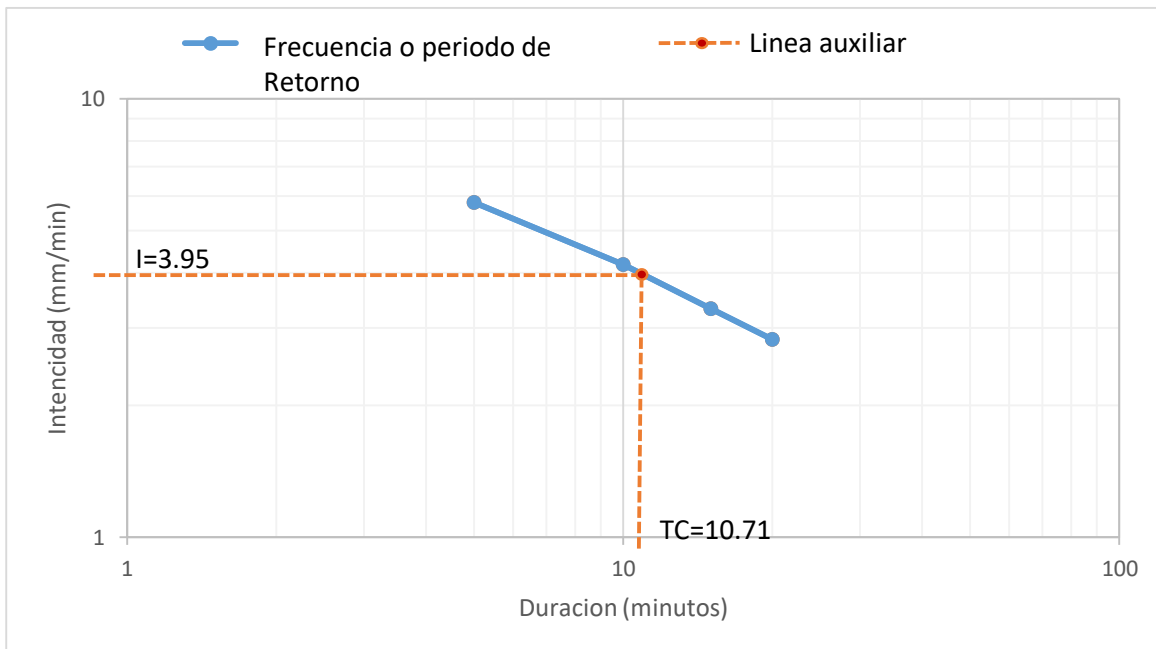


Gráfico 3- 3 Curva IDF, estación UNICAES.
Fuente: Elaboración Propia

$$I = 3.95 \frac{mm}{min}$$

Para aplicar la fórmula racional, las unidades de la Intensidad deben estar en m/s, por tanto, se procede a realizar la respectiva conversión de unidades:

$$I = 3.95 \frac{mm}{min} \times \frac{1 min}{60 seg} \times \frac{1 m}{1000 mm}$$

$$I = 6.583 \times 10^{-5} \frac{m}{seg}$$

Estación climatológica	Duración (minutos)			
	15	20	30	45
EL PALMAR	3.29	3.1	2.64	1.98

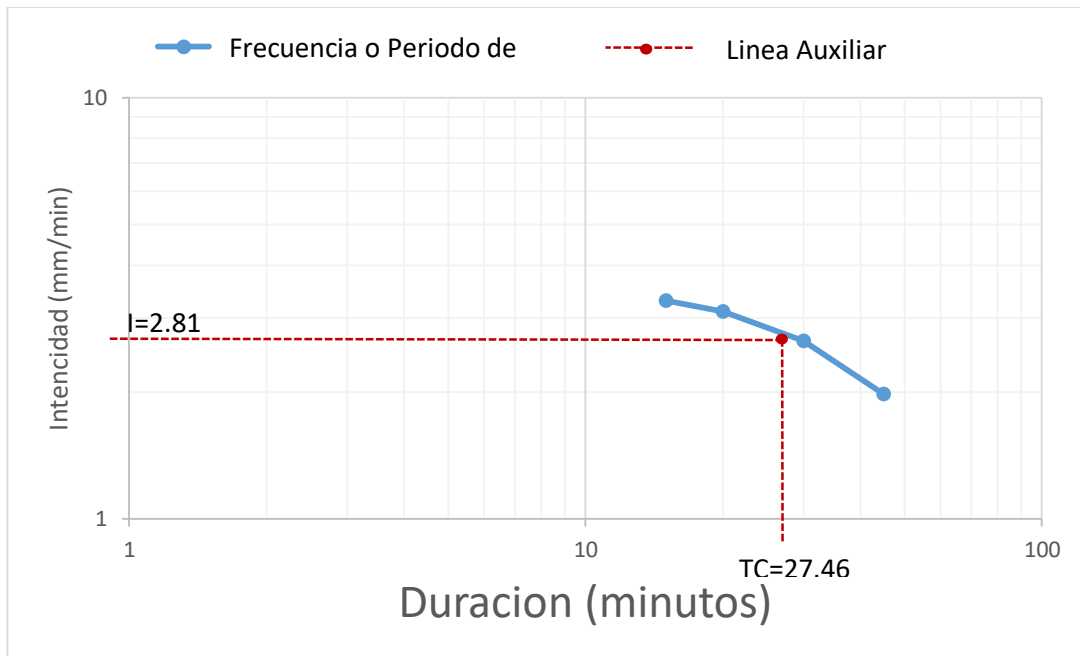


Gráfico 3- 4 Curva IDF, estación EL PALMAR.

Fuente: Elaboración Propia

$$I = 2.81 \frac{mm}{min}$$

$$I = 2.81 \frac{mm}{min} \times \frac{1 min}{60 seg} \times \frac{1 m}{1000 mm}$$

$$I = 4.683 \times 10^{-5} \frac{m}{seg}$$

3.3.5.6 Caudal máximo

Para que se vuelva posible el cálculo del Caudal Máximo, debe de usarse un archivo raster que contenga el coeficiente de escorrentía por cada área considerada.

Para cada área de influencia, se aplica directamente la fórmula racional, ingresando a Raster Calculator. A continuación, se procede a indicar el producto de los elementos que componen la fórmula racional, seleccionando el archivo raster del coeficiente de escorrentía correspondiente a la zona a analizar, posteriormente introduciendo los valores de la intensidad de diseño y el área de cada celda del raster del coeficiente de escorrentía, como se observa en la Figura 3-16

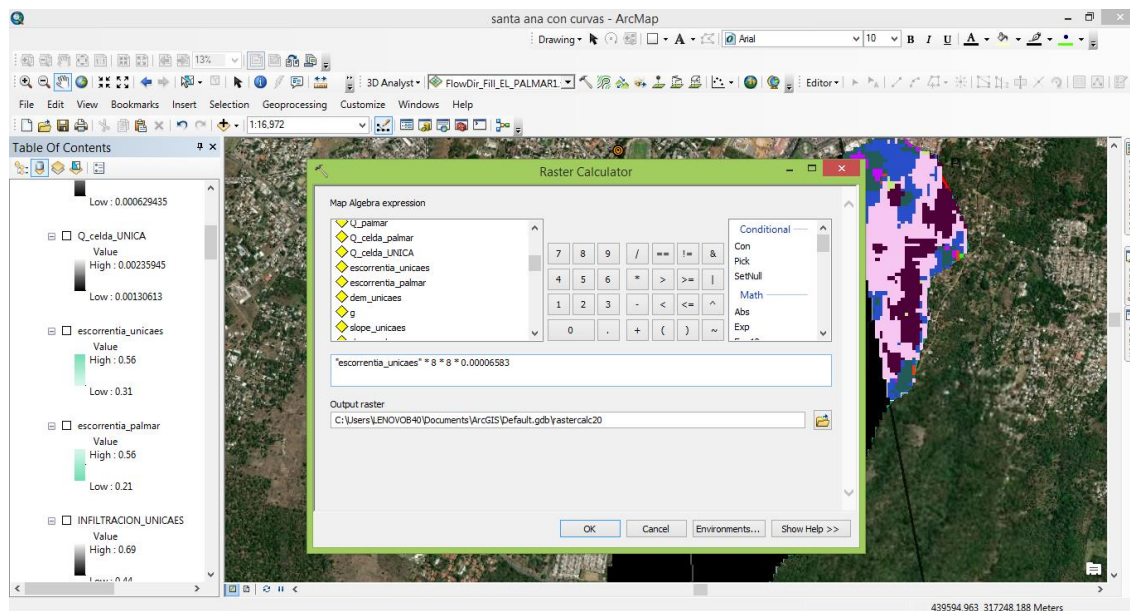


Figura 3- 16 Ingreso de datos para el cálculo del caudal por celda.

Fuente: Elaboración Propia

A través del paso anterior, es posible obtener el caudal que se acumula en cada pixel. Para obtener el área de cada pixel de un determinado archivo raster, se multiplican las dimensiones de cada celda; es posible conocer estas dimensiones accediendo a las propiedades del archivo, y luego desde la pestaña Source, la casilla Cell Size indica cada dimensión. Ver Figura 3-17.

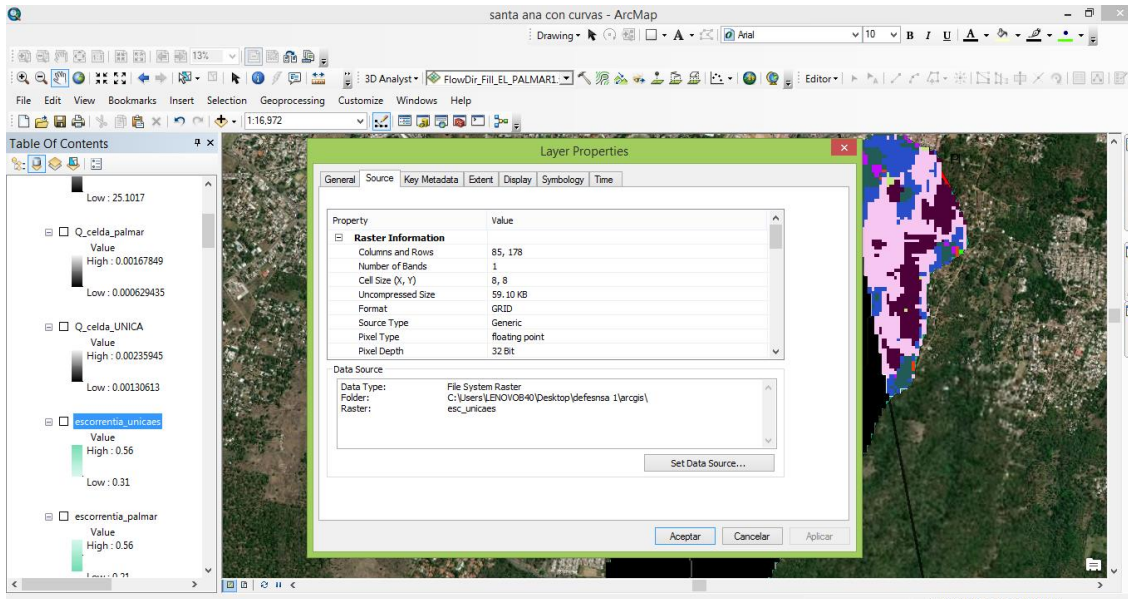


Figura 3- 17 Dimensiones de cada celda.
Fuente: Elaboración Propia

El archivo generado, refleja el valor del caudal en m³ para cada celda de la cuenca. Para expresar el caudal a lo largo de la ruta de la escorrentía superficial se procede a utilizar la función Flow Accumulation, del Menú Hydrology de Spatial Analyst Tools. Se procede a ingresar el archivo de Flow Direction, y en el apartado de Weight Raster, ingresar el archivo que recién se ha creado. A continuación se crea el Raster que contiene el los valores del caudal en los diferentes puntos del principal cauce de las zonas de estudio, se usa la herramienta Identify para obtener el caudal en el Punto de Interés, de la manera en que se muestra en la Figura 3-18 y 3.19

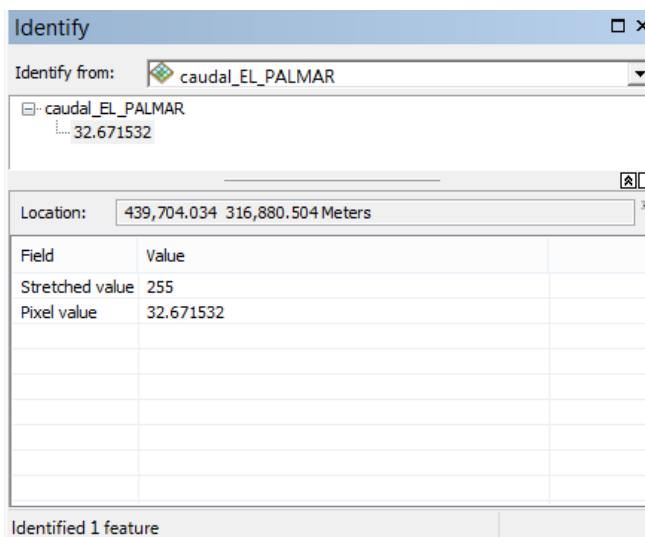
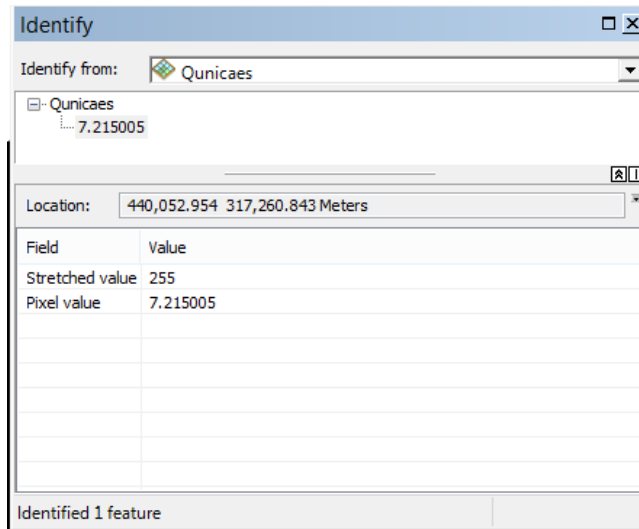


Figura 3- 18 Caudal de diseño, estación de influencia, EL PALMAR.
Fuente: Elaboración Propia



*Figura 3- 19 Caudal de diseño, estación de influencia, UNICAES
Fuente: Elaboración Propia*

Los valores de caudal obtenidos para cada área de influencia son los siguientes:

- Área de influencia UNICAES: 7.215 m³/s
- Área de influencia EL PALMAR: 32.672 m³/s

Al sumar el caudal para nuestro punto de interés estudiado tenemos un caudal aproximado de **39.90 m³/s**

Cabe aclarar que para las microcuencas mayores a 2.5 km² no se usaron curvas isocronas para dividir las y así obtener el caudal definitivo ya que, según se pudo comprobar calculando el caudal con y sin curvas isocronas, el software ARC GIS nos proporciona datos más conservadores al obtener el caudal sin dicha división; además, se calculó el caudal de forma manual y se pudo constatar que la variación es despreciable.

3.3.5.7 Nivel de aguas máximo en puntos de interés

Microcuenca LA BARRANCA

- Caudal: 39.90 m³/s
- Pendiente: 2.93%
- Coeficiente de Rugosidad: en base a la tabla 2-4 se elige el valor de 0.025 correspondiente al inciso a) de corrientes en planicies.

$$F_H = \frac{Q \times n}{S^{0.5}}$$

$$F_H = \frac{39.9 \times 0.025}{0.0293^{0.5}}$$

$$F_H = 5.827$$

Tirante (m)	Area (m2)	Area Acumulada	Perímetro Mojado Acum	Radio Hidráulico (A/P)	Rh^(2/3)	(A)Rh^(2/3)
0.25	1.189	1.189	5.5022	0.2160	0.360	0.428
0.5	1.315	2.504	6.033	0.4150	0.556	1.393
0.75	1.361	3.865	6.5646	0.5887	0.702	2.715
1	1.405	5.27	7.1	0.7422	0.819	4.320
1.25	1.451	6.721	7.63	0.8808	0.918	6.175
1.5	1.495	8.216	8.158	1.0071	1.004	8.254
1.75	1.54	9.756	8.689	1.1227	1.080	10.539
2	1.584	11.34	9.22	1.2299	1.147	13.017
2.25	1.63	12.97	9.751	1.3301	1.209	15.686
2.5	1.674	14.644	10.283	1.4240	1.265	18.536
2.75	1.789	16.433	11.44	1.4364	1.273	20.920
3.05	2.505	18.938	12.649	1.4971	1.308	24.784

Tabla 3- 11 Datos para curva de descarga.

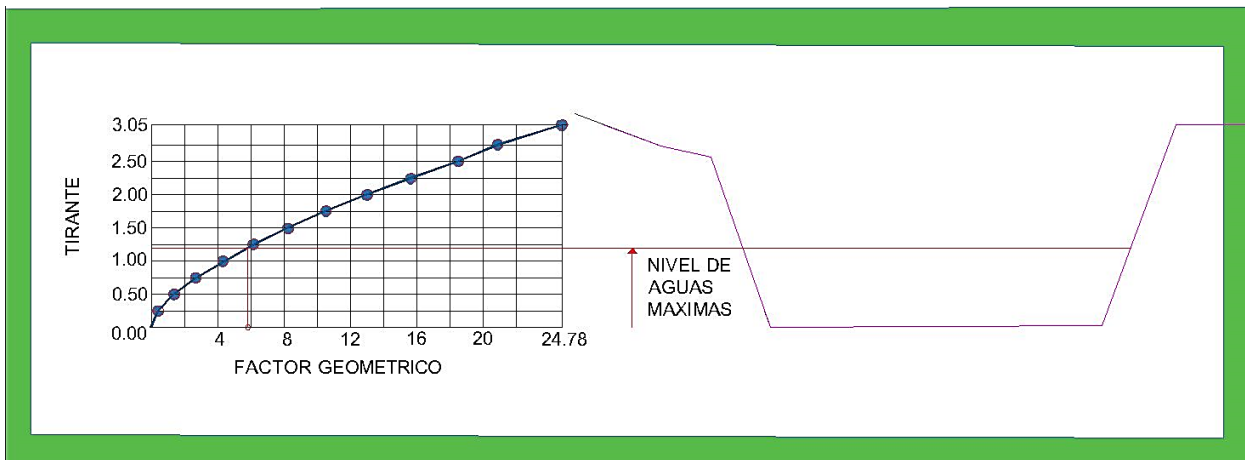


Gráfico 3- 5 Curva de descarga para el punto de interés, microcuenca La Barranca
Fuente: Elaboración Propia

3.3.5.8 Análisis de los resultados

Hasta este punto se han determinado las características principales para realizar el diseño de las obras de mitigación respectivas para la quebrada. Por esta razón, es importante considerar el riesgo que existe en toda la zona de equipamiento social del terreno de estudio y comprobar si efectivamente, como se instituyó en un principio, las condiciones actuales ponen en riesgo a los habitantes principalmente sus viviendas como su seguridad.

Para tales efectos, a continuación se detalla la situación actual de la quebrada la barranca.

Quebrada La Barranca.

Actualmente, sobre la quebrada La Barranca se tienen constantes desbordamientos debido a que la sección hidráulica actual, es insuficiente para encauzar y conducir el agua proveniente de la escorrentía superficial debido a la sección variable del cauce, presentando tramos con muy poca profundidad para encausar el caudal (aguas arriba del punto de interés) ver anexo y presentando tramos en donde la profundidad y la pendiente aumenta ocasionando la erosión del terreno, presentando estos problemas principalmente en la época lluviosa donde el agua que proviene de las urbanizaciones aguas arriba del terreno de estudio en su paso por la zona de equipamiento pasan dañando minando cada vez más el terreno

El elevado caudal que sobrepasa la sección transversal de esta quebrada, imposibilita completamente la construcción y funcionamiento de cualquier área que sea habitada y frecuentada por personas; considerando que este cauce atraviesa gran parte del terreno de estudio, es necesario desarrollar obras de Mitigación sobre esta quebrada que encausen sus aguas de manera segura, para poder recuperar la zona de equipamiento social y ponerle fin a las constantes preocupaciones de los habitantes de la urbanización Jardines del Rocío.

CAPITULO 4: DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACION

4.1 ANÁLISIS PARA PROPUESTA DE OBRAS DE MITIGACIÓN

Las soluciones a proponer en el cauce estudiado consisten en medidas estructurales.

4.1.1 Quebrada La Barranca.

Actualmente este cauce atraviesa toda la zona de equipamiento social, siendo este uno de los puntos de acceso de otras colonias donde muchos habitantes lo cruzan todos los días.

Para recuperar la zona de equipamiento y darle un uso adecuado para el cual se les fue entregado, se realizó un estudio 200 metros aguas arriba del punto de interés y 200 metros aguas abajo ver anexo C-2.

De manera preliminar, en respuesta de la problemática, se pueden considerar la siguiente opción como más viable:

Proyectar una bóveda tipo cajón por debajo de la superficie, desde su punto de comienzo de la zona de equipamiento que se ubica en el estacionamiento 0+210 hasta el 0+290.

Para el caso es necesario dragar el cauce, para la corrección de la sección actual. Para este caso en particular, se ha decidido diseñar una bóveda que estará por debajo de la superficie para encauzar las aguas de esta quebrada, el área del terreno y sus principales puntos de accesibilidad se pueden aprovechar de una mejor manera al encontrarse conectados; siempre y cuando se cumpla con los detalles.

Para encausar el agua hasta el nivel de la bóveda es necesario aumentar la profundidad del cauce aguas arriba por lo que se diseñaran muros de contención de concreto reforzado como revestimiento de las paredes de la sección y un emplantillado de canto rodado en la base en el cual la profundidad aumentara en tramos hasta llegar a conectar la bóveda.

Para encausar el agua hasta la bóveda mediante los muros se considerara un tramo de 110 metros que empezará en el estacionamiento 0+100.00 y terminara en el estacionamiento 0+210.00 que es donde empieza la bóveda ver anexo C-6 .

Para aumentar gradualmente la profundidad hasta el nivel de llegada de la bóveda se apoyara con pequeñas gradas disipadoras (ver anexo C-3) con una caída de 0.50 metros ubicadas

estratégicamente a cada 20 metros, las gradas disipadoras estarán ubicadas en los estacionamientos 0+120.00, 0+140.00, 0+160.00, 0+180 y 0+200.

Para el cálculo de las dimensiones de los muros de retención se diseñara mediante la curva de descarga con un caudal de diseño de 39.90 m³/s, sin embargo desde el estacionamiento 0+180.00 hasta 0+210 la altura de los muros la determinara el talud del terreno. (Ver anexo C-4 y C-5)

Para las obras de mitigación después de la bóveda se diseñaran muros de contención de concreto reforzado como revestimiento de las paredes de la sección y un emplantillado de canto rodado en la base, de la misma manera descrita anteriormente.

Las obras de mitigación serán de 80.00 metros de longitud comenzando en el estacionamiento 0+290.00 y terminando en el estacionamiento 0+3670.00

Para aumentar gradualmente la profundidad de la quebrada se apoyara nuevamente con pequeñas gradas disipadoras con una caída de 0.50 metros las cuales estarán ubicadas a cada 5 metros empezando en el estacionamiento 0+290.00 y terminando en el estacionamiento 0+320.00 con un total de 7 gradas disipadoras para ese tramo.

4.1.2 Resumen de obras de mitigación

Obra N°1. Muro de contención tipo voladizo **MC-1** de 80 metros de longitud a partir del estacionamiento 0+100.00 hasta 0+180.00, incluyendo 3 gradas disipadoras ubicadas en los estacionamientos 0+120.00, 0+140.00, 0+160.00,

Obra N°2. Muro de contención tipo voladizo **MC-2** de 30 metros de longitud a partir del estacionamiento 0+180.00 hasta 0+210.00, incluyendo 3 gradas disipadoras ubicadas en los estacionamientos 0+180.00, 0+190.00 y 0+200.00.

Obra N°3. Bóveda tipo cajón de 80 metros de longitud a partir del estacionamiento 0+210.00 hasta 0+290.00.

Obra N°4. Muro de contención tipo voladizo **MC-1** de 80 metros de longitud a partir del estacionamiento 0+290.00 hasta 0+370.00, incluyendo 7 gradas disipadoras ubicadas en los estacionamientos 0+290.00, 0+295.00, 0+300.00, 0+305.00, 0+310.00, 0+315.00 y 0+320.00.

NOTA: las gradas disipadoras tendrán una caída de 0.50 metros (ver anexo C-7)

4.2 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN MC-1 SOBRE QUEBRADA LA BARRANCA

La altura de los muros se determina por medio del análisis de la curva de descarga construida en base a la fórmula de Manning como sigue:

Caudal: 39.90 m³/s

Pendiente: 0.5%

Coefficiente de Rugosidad: en base a la tabla 2-4 se elige el valor de 0.016

$$F_H = \frac{Q \times n}{S^{0.5}}$$

$$FH=(39.9 \times 0.016) / 0.005^{0.5}$$

$$FH=9.028339382$$

Tirante (m)	Area (m ²)	Area Acumulada	Perímetro Mojado Acum	Radio Hidráulico (A/P)	Rh ^(2/3)	(A)Rh ^(2/3)
0.5	2	2	5	0.400	0.543	1.086
1	1.315	4	6	0.667	0.763	3.053
1.5	1.361	6	7	0.857	0.902	5.414
2	1.405	8	8	1.000	1.000	8.000
2.5	1.451	10	9	1.111	1.073	10.728
3	1.495	12	10	1.200	1.129	13.551
3.5	1.54	14	11	1.273	1.174	16.442
4	1.584	16	12	1.333	1.211	19.383
4.5	1.63	18	13	1.385	1.242	22.361
5	1.674	20	14	1.429	1.268	25.369

Tabla 4- 1 Datos para curva de descarga.

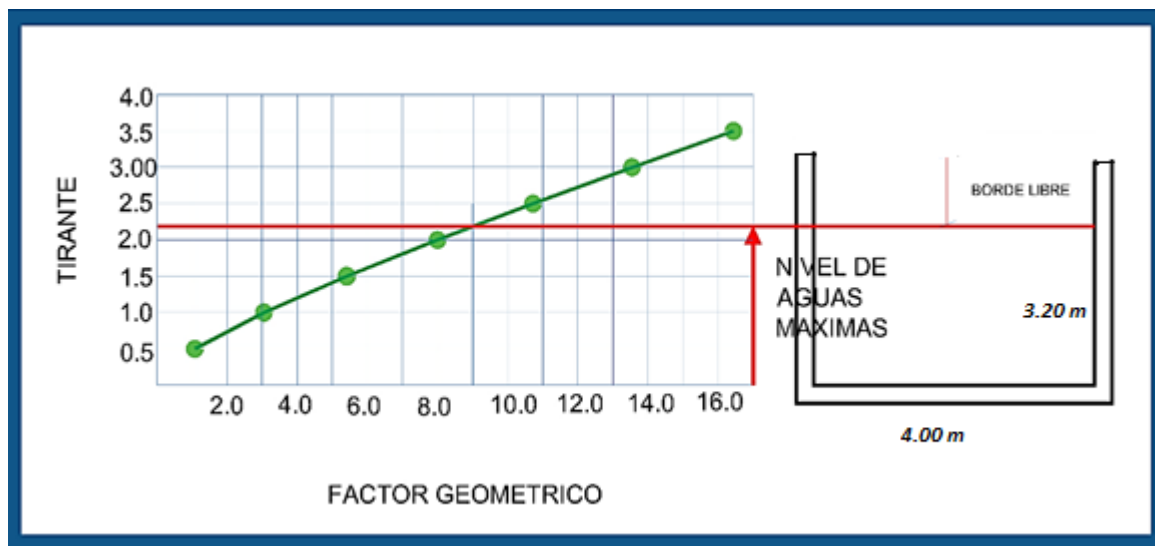


Grafico 4- 1 Curva de descarga para sección de muro MC-1 (4mx3.2m).
Fuente: Elaboración Propia

La altura máxima es de 2.20 metros según la curva de descarga. Sumaremos a esta altura 1 metro por objetos flotantes que aumentarían el volumen de agua como hemos hecho para los análisis siguientes, quedando así 3.20 metros de altura.

4.2.1 Criterios de diseño

Las obras de mitigación consisten en dos muros de contención de concreto $f'c=210\text{kg/cm}^2$, reforzado con acero de una resistencia de $2,800\text{kg/cm}^2$, del tipo voladizo. Por tratarse de un muro en voladizo, se aplican las disposiciones de diseño por flexión del capítulo 10 del ACI 318S-11.

Se consideran las características del suelo en base a un promedio de los datos del estudio presentado en el capítulo 3, donde $\gamma_s=1,800\text{kg/cm}^2$, ángulo de fricción interna $\phi=28^\circ$, carga admisible del suelo $q_s=14,000\text{kg/m}^2$. Considerando un ángulo de inclinación del talud por encima de este de $\alpha=0.00^\circ$.

4.2.2 Predimensionamiento de elementos para muro MC-1.

En este apartado se ha tomado como base el predimensionamiento del libro “Hormigón II, en su sección 9: Muros de retención tipos y diseño” del Ing. Carlos Ricardo Llopiz. Del cual resultan los datos siguientes.

PANTALLA	
H =	3.20 m
HT =	4.30 m
b =	0.20 m
D =	0.40 m
ZAPATA	
h =	1.10 m
B =	2.50 m
D =	0.40 m
De =	0.85 m
T =	1.25 m

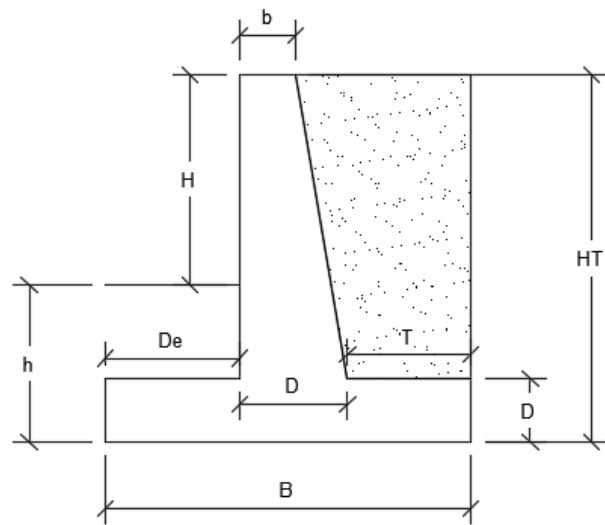


Figura 4- 1. Sección tipo de muro de contención.

4.2.3 Obtención de cargas de diseño:

Coefficientes de Presión de la tierra

Presión Activa

$$k_a = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_a = 0.3610$$

Presión Pasiva

$$k_p = \left[\tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$K_p = 2.7698$$

El empuje activo está compuesto por las cargas laterales procedentes del talud a contener que ocasionan fuerzas de volteo en contra de la estructura, y el empuje pasivo por las cargas que son favorecedoras para el diseño, procedentes del relleno por encima de la punta del muro.

Empuje Activo

$$P_a = \gamma * HT^2 * \frac{k_a}{2}$$

$$P_a = 6007.96 \text{ kg}$$

$$P_p = \gamma \cdot h^2 \cdot \frac{k_p}{2}$$

$$P_p = 3016.34 \text{ kg}$$

Empuje sísmico (Ps)

Teoría sísmica formulación de mononobe y Okabe

Coefficiente de empuje sísmico (K_{ae})

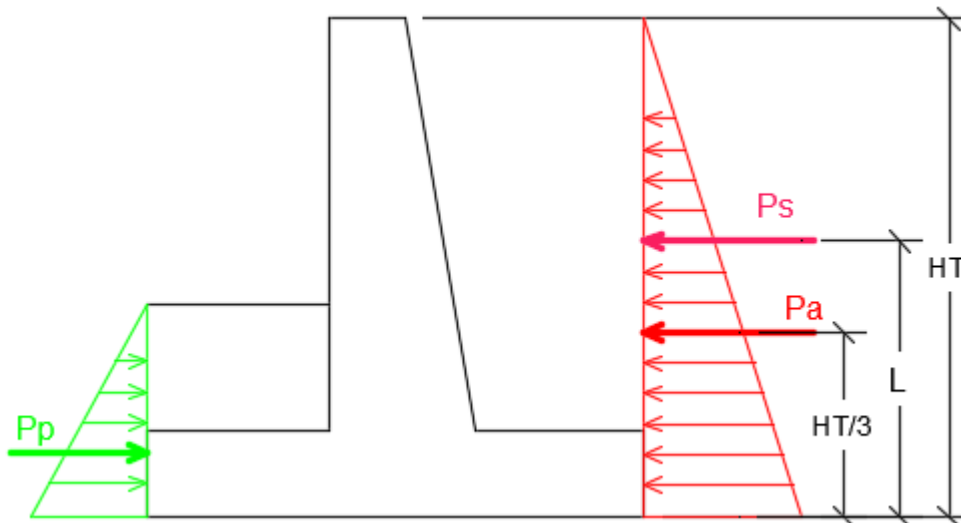
$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \alpha \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta + \alpha) \left[1 + \left[\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha - \beta)}{\cos(\delta + \phi + \alpha) \cdot \cos(\beta - \theta)} \right]^2 \right]^2}$$

$$K_{ae} = 0.396$$

Nota: el coeficiente de empuje sísmico también se puede calcular en base a la tabla 7.6 ec. 7.43 fundamentos de ingeniería de cimentaciones Brajas M. 7^{da} edición.

$$P_s = \gamma \cdot H T^2 \cdot \frac{K_{ad}}{2}$$

$$P_s = 6556.55 \text{ kg}$$



$$L = [P_a(HT/3) + (0.6HT)(P_s - P_a)] / P_s$$

Chequeo de estabilidad contra volteo

Para la estabilidad contra volteo se tiene la condición:

$$FSV = \frac{Mr}{Mv} > 2$$

Para revisar esta condición, es necesario obtener los valores siguientes:

Momentos de volteo: Se obtienen los momentos debidos a las cargas laterales del suelo y a la sobrecarga (si la hay), que actúan en contra de la estructura.

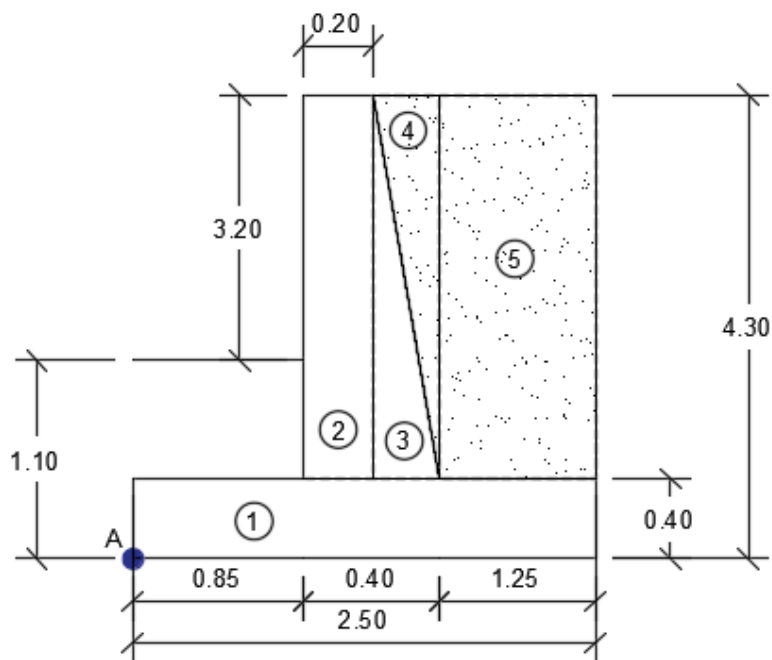
FA	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
Ea	6007.9582	1.43333333	8611.40675
Eaq	0	0	0
Total	6007.9582		$\Sigma MV = 8611.40675$

Chequeo de estabilidad contra volteo debido a carga sísmica

$P_s = 6556.55 \text{ kg}$

Volteo Dinámico > 2 ; Volteo Dinámico = 2.17

Determinar el momento resistente



Se calculan los momentos en el extremo más alejado de la punta del muro (alrededor de punto A), considerando todos los componentes del muro y el suelo directamente sobre éstos.

Elemento	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	2400.00	1.25	3000.00
2	1872.00	0.93	1747.20
3	936.00	1.10	1029.60
4	702.00	1.167	819.00
5	8892.00	1.867	16598.40
TOTAL	14802.00		23194.20

FSV= 2.69 SI CUMPLE

Chequeo de estabilidad contra volteo debido a carga sísmica

Ps = 6556.55 kg

Volteo Dinámico >2;

Volteo Dinámico = 2.17

Comprobar el factor de seguridad al volcamiento

$$FSD = \frac{Pp + Ffriccion}{Pa} > 1.5$$

$$Ffriccion = \mu * \Sigma Wt$$

$$\mu = 0.9 * \tan\phi$$

Ffriccion= 7083.33 kg

$\mu = 0.47853849$

FSD= 1.68 SI CUMPLE

Determinar que el peso total se encuentre en el tercio medio

$$x = \frac{\Sigma MR - \Sigma MV}{Wt}$$

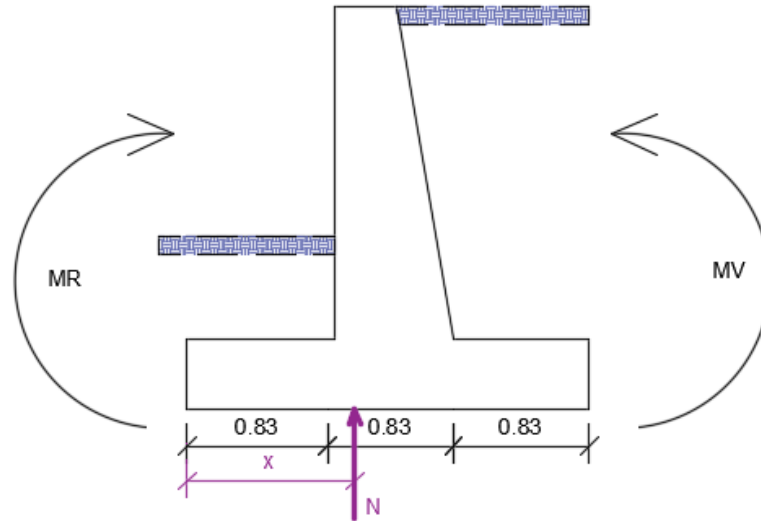
X= 0.985

Donde la excentricidad es igual a:

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{Donde} \quad e < \frac{B}{6}$$

La cual se mide del centro de la zapata

e= 0.2648 SI CUMPLE



Determinar si $q_{adm} > q$ suelo

Momento debido a la excentricidad

$$M_e = W_t \cdot e$$

$$M_e = 3919.71 \text{ Kg-m}$$

Carga de asentamiento mayor

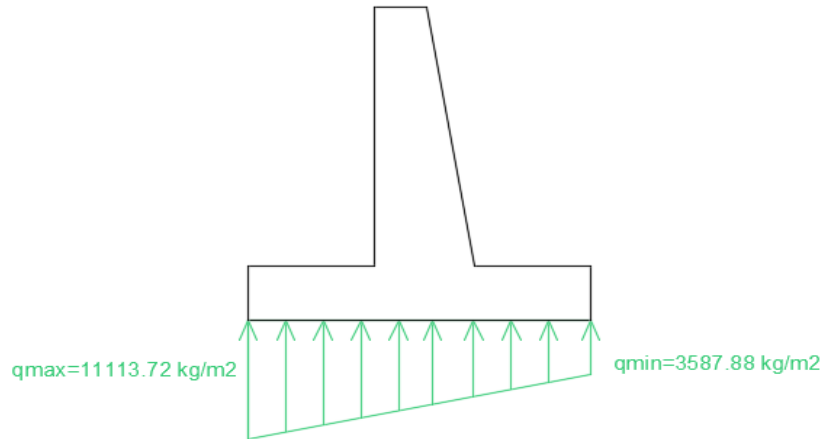
$$q_{min} = \frac{W_t}{BL} - \frac{6M_e}{B^2L} \qquad q_{max} = \frac{W_t}{BL} + \frac{6M_e}{B^2L}$$

$$q_{min} = 3587.88 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{max} = 11113.72 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{adm} = 14000 \text{ kg/m}^2$$

$q_{adm} > \text{Carga de Asentamiento Mayor}$, por tanto, Sí cumple la condición.



Diseño de la Pantalla

Chequeo por cortante y momento flexionante:

Según el anexo C.9.2.3 del Código ACI 318S-11, para estructuras que resisten H, cargas debidas a la presión lateral del suelo, U no debe ser menor que el mayor valor obtenido de las ecuaciones siguientes:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

$$U = 1.4D + 1.7L$$

EMPUJE ACTIVO

4942.18 kg

EMPUJE POR SISMO

5393.47 kg

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

CORTANTE ULTIMO 14334.53 kg

DATOS DE LA SECCION

franja= 1 ml

rec= 5 cm

d= 33.41cm

Varilla # = 5

Momento Actuante

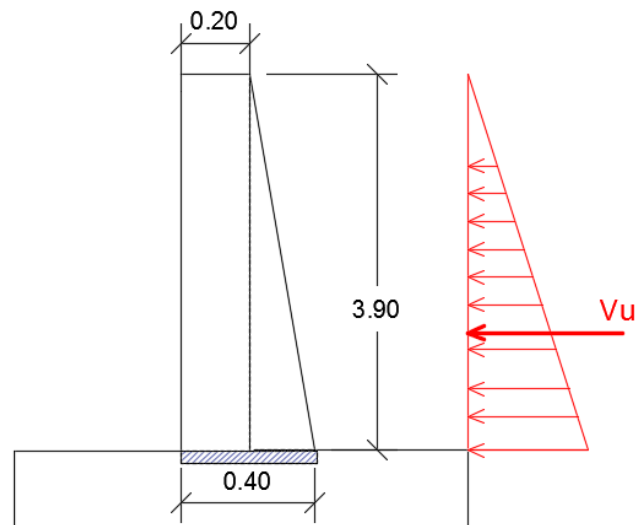
$$M= 6424.84 \text{ kg-m}$$

Momento por sismo

$$M= 6090.71 \text{ kg-m}$$

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

$$Mu= 17622.02 \text{ kg-m}$$



Cálculo de la cuantía de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actuante

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad As_{min} = 13.83 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad As_{min} = 16.83 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{Mu \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}}] \left(\frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \right)$$

$$As_{req} = 22.07 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.5 \left(\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 6090}{f_y (f_y + 6090)} \right) (b \cdot d)$$

$$As_{max} = 62.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar área} = 22.07 \text{ cm}^2$$

$$s = 11.96 \text{ cm}$$

usar varilla = 5 @ 11 cm en dos lechos

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 21812.90 \text{ kg SI CUMPLE}$$

Chequeo por flexion

$$\phi M_n = 0.9 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100 \quad \phi M_n = 18503.12 \text{ kg-m SI CUMPLE.}$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{stem} = 0.0025bt$$

$$A_{stem} = 10 \text{ cm}^2$$

$$s = 14.29 \text{ cm}$$

$$\text{usar varilla } 3 @ 15 \text{ cm}$$

Revisión por cortante y momento flexionate a H/3 de la parte superior del muro

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

$$U = 1.4D + 1.7L$$

EMPUJE ACTIVO

$$549.13 \text{ kg}$$

EMPUJE POR SISMO

$$599.27 \text{ kg}$$

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

$$\text{CORTANTE ULTIMO } 1592.73 \text{ kg}$$

DATOS DE LA SECCION

$$\text{franja} = 1 \text{ ml}$$

$$\text{rec} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 20.41 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla } \# = 5$$

Momento Actuante

$$M = 262.36 \text{ kg-m}$$

Momento por sismo

$$M= 305.49 \text{ kg-m}$$

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

$$Mu= 782.05 \text{ kg-m}$$

Cálculo de la cuantía de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actuante

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad As_{min}=8.45 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad As_{min}=10.28 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{Mu \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}}] \left(\frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \right)$$

$$As_{req} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.5 \left(\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 6090}{f_y(f_y + 6090)} \right) (b \cdot d)$$

$$As_{max} = 37.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar área} = 10.28 \text{ cm}^2$$

$$s = 23.26 \text{ cm}$$

usar varilla = 5 @ 22 cm en dos lechos

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 13326.03 \text{ kg SI CUMPLE}$$

Chequeo por flexión

$$\phi M_n = 0.9 \left[As * f_y * d - \frac{As^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100 \quad \phi M_n = 5078.71 \text{ kg-m SI CUMPLE.}$$

Diseño de la Punta

Con una altura de aguas máximas de 2.2

DATOS DE LA SECCION

$$\text{franja} = 1 \text{ ml}$$

$$\text{rec} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 30.91 \text{ cm}$$

Varilla #5

$$m = 3010.33 \text{ kg-m}$$

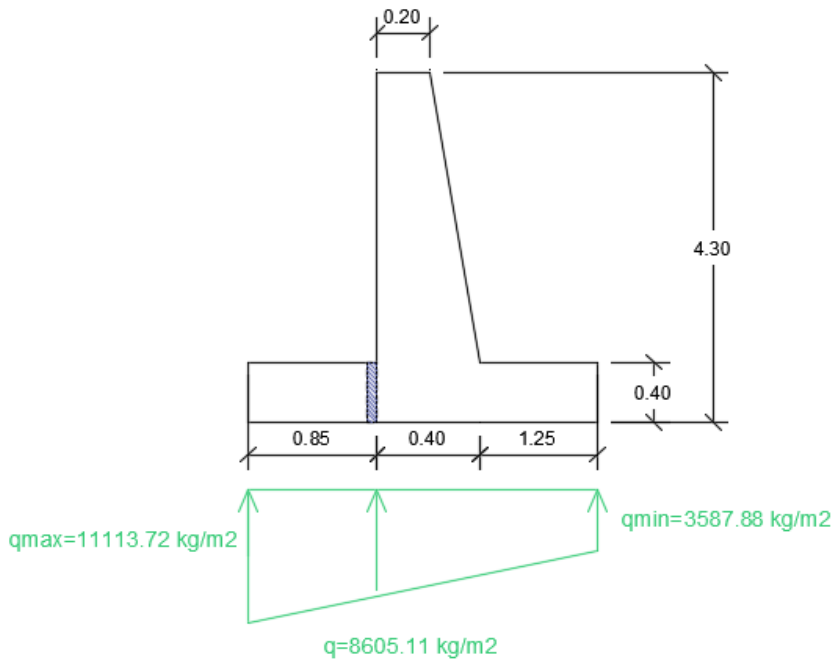
$$q(x) = 8605.11 \text{ kg}$$

Cortante ultimo

$$V_u = 13967.50 \text{ kg}$$

Momento ultimo

$$M_u = 6066.59 \text{ kg-m}$$



Cálculo de la cuantía de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actante

$$A_{smin} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad A_{smin} = 12.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad A_{smin} = 15.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = \left[(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}} \right] \left(\frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{sreq} = 7.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.5 \left(\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 6090}{f_y (f_y + 6090)} \right) (b \cdot d)$$

$$A_{smax} = 62.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar \u00e1rea} = 15.57 \text{ cm}^2$$

$$s = 12.71 \text{ cm}$$

$$\text{usar varilla} = 5 @ 12 \text{ cm}$$

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 20180.81 \text{ kg} \quad \text{SI CUMPLE.}$$

Chequeo por flexi\u00f3n

$$\phi M_n = 0.9 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100 \quad \phi M_n = 11647.40 \text{ kg-m} \quad \text{SI CUMPLE}$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{stem} = 0.0025bt$$

$$A_{stem} = 10 \text{ cm}^2$$

$$s = 14.29 \text{ cm}$$

$$\text{usar varilla} = 5 @ 14 \text{ cm}$$

Dise\u00f1o de el Talon

DATOS DE LA SECCION

$$\text{franja} = 1 \text{ ml}$$

$$\text{rec} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 30.91 \text{ cm} \quad \text{Varilla \#5}$$

$$m = 3010.33$$

$$q(x) = 7300.63$$

cortante ultimo

$$V_u = 19826.11 \text{ kg}$$

momento ultimo

$$M_u = 13423.24 \text{ kg-m}$$

C\u00e1lculo de la cuant\u00eda de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actuante

$$A_{smin} = 13.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad A_{smin} = 15.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}}] \left(\frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{sreq} = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.5 \left(\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 6090}{f_y (f_y + 6090)} \right) (b \cdot d)$$

$$A_{smax} = 62.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar area} = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$s = 12 \text{ cm} \quad \text{usar varilla} = 5 @ 12 \text{ cm en dos lechos}$$

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 20180.81 \text{ kg} \quad \text{SI CUMPLE}$$

Chequeo por flexion

$$\phi M_n = 0.9 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100 \quad \phi M_n = 13423.24 \text{ kg-m} \quad \text{SI CUMPLE}$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{stem} = 0.0025bt$$

$$A_{stem} = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$s = 14.29 \text{ Cm}$$

$$\text{usar varilla} \quad 5 @ 14 \text{ cm}$$

4.3 DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN MC-2 SOBRE QUEBRADA LA BARRANCA

Debido a la topografía del terreno es necesario salvar todo el talud (ver secciones en anexo C-4 y C-5) es así que se ha tomado aumentar 1 metro la altura del muro MC-1 quedando una sección de 4.0 metros por 4.20 metros de altura.

4.3.1 Predimensionamiento de elementos para muro MC-2.

PANTALLA	
H =	4.20 m
HT =	5.40 m
b =	0.20 m
D =	0.50 m
ZAPATA	
h =	1.20 m
B =	3.30 m
D =	0.40 m
De =	1.10 m
T =	1.70 m

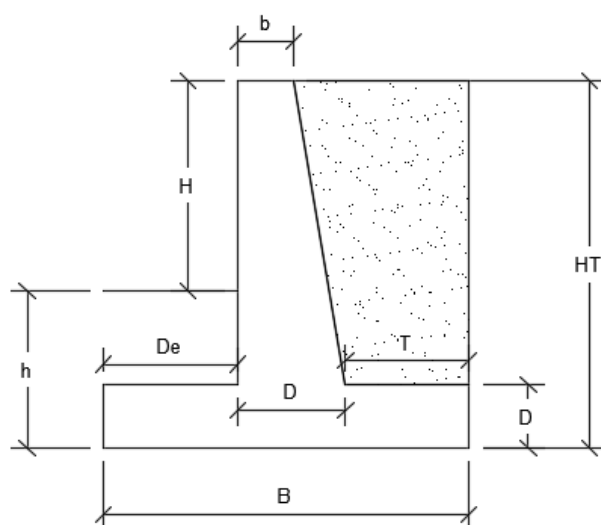


Figura 4- 2 Sección tipo de muro de contención.

4.3.2 Obtención de cargas de diseño:

Coefficientes de Presión de la tierra

Presión Activa

$$ka = \left[\tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$Ka = 0.3610$$

Presión Pasiva

$$kp = \left[\tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2$$

$$Kp = 2.7698$$

El empuje activo está compuesto por las cargas laterales procedentes del talud a contener que ocasionan fuerzas de volteo en contra de la estructura, y el empuje pasivo por las cargas que son favorecedoras para el diseño, procedentes del relleno por encima de la punta del muro.

Empuje Activo

$$Pa = \gamma * HT^2 * \frac{ka}{2}$$

$$Pa = 9474.962 \text{ kg}$$

$$Pp = \gamma * h^2 * \frac{kp}{2}$$

$$Pp = 3589.694 \text{ kg}$$

Empuje sísmico (Ps)

Teoría sísmica formulación de mononobe y okabe

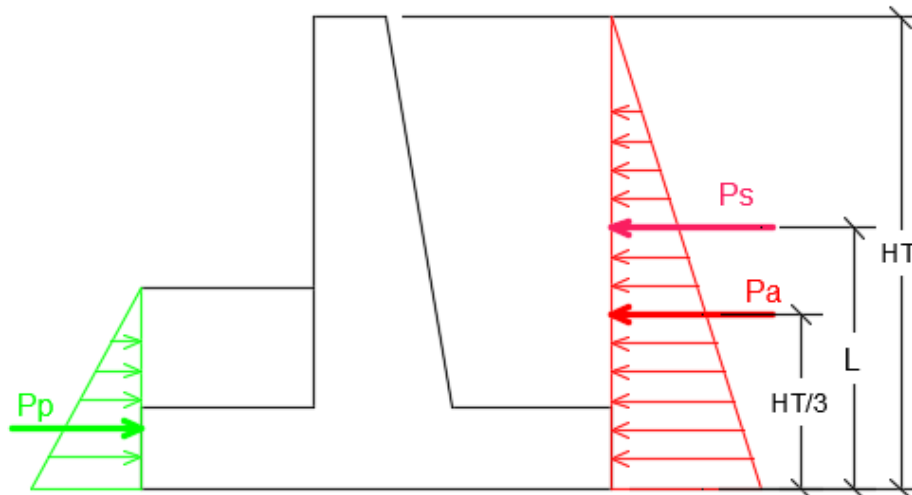
Coefficiente de empuje sísmico (Kad)

Kad = según tabla por el método de Coulomb

$$Kad = 0.396$$

$$Ps = \gamma * HT^2 * \frac{Kad}{2}$$

$$Ps = 10340.136 \text{ kg}$$



$$L = [Pa (HT/3) + (0.6HT) (Ps - Pa)] / Ps$$

Chequeo de estabilidad contra volteo

Para la estabilidad contra volteo se tiene la condición:

$$FSV = \frac{Mr}{Mv} > 2$$

Para revisar esta condición, es necesario obtener los valores siguientes:

Momentos de volteo: Se obtienen los momentos debidos a las cargas laterales del suelo y a la sobrecarga (si la hay), que actúan en contra de la estructura.

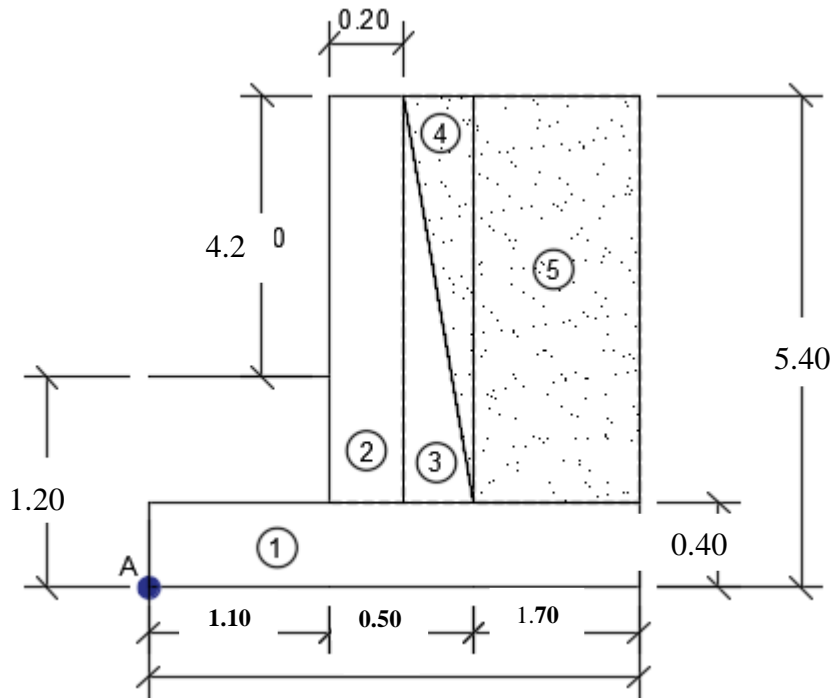
FA	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
Ea	9474.96	1.80	17054.93
Eaq	0.00	1.92	0.00
Total	9474.96		$\Sigma MV = 17054.932$

Chequeo de estabilidad contra volteo debido a carga sísmica

$P_s = 10340.136 \text{ kg}$

Volteo Dinámico > 2 ; Volteo Dinámico = 2.87

Determinar el momento resistente



Se calculan los momentos en el extremo más alejado de la punta del muro (alrededor de punto A), considerando todos los componentes del muro y el suelo directamente sobre éstos.

Elemento	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m)
----------	-----------	-----------	----------------

1	3168	1.65	5227.2
2	2400	1.20	2880.00
3	1800	1.36	2460.00
4	1350	1.43	1935.00
5	15300	2.35	35955.00
TOTAL	24018		48457.2

FSV= 2.69 SI CUMPLE

Chequeo de estabilidad contra volteo debido a carga sísmica

Ps = 6556.55 kg

Volteo Estático >2; Volteo Estático = 2.84

Comprobar el factor de seguridad al volcamiento

$$FSD = \frac{Pp + Ffriccion}{Pa} > 1.5$$

$$Ffriccion = \mu * \Sigma Wt \quad \mu = 0.9 * \tan\phi$$

$$Ffriccion = 11493.53\text{kg} \quad \mu = 0.47853849$$

FSD= 1.59 SI CUMPLE

Determinar que el peso total se encuentre en el tercio medio

$$x = \frac{\Sigma MR - \Sigma MV}{Wt}$$

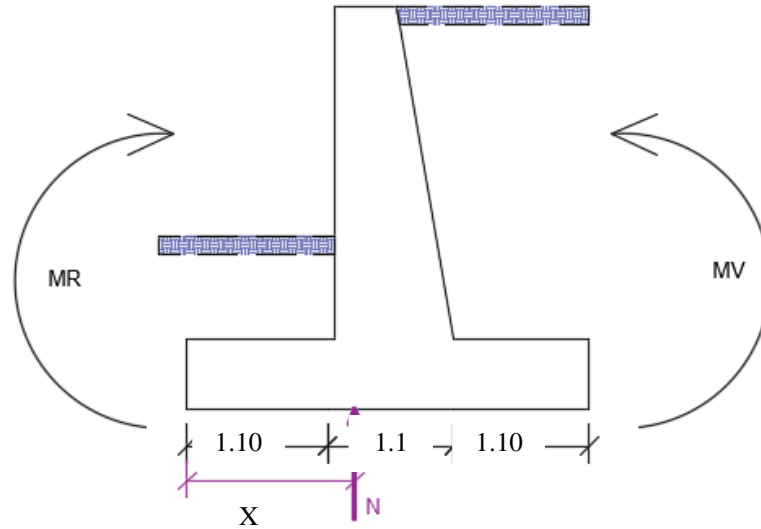
$$X = 1.307$$

Donde la excentricidad es igual a:

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{Donde} \quad e < \frac{B}{6}$$

La cual se mide del centro de la zapata

e= 0.3425 SI CUMPLE



Determinar si $q_{adm} > q$ suelo

Momento debido a la excentricidad

$$M_e = Wt * e$$

$$M_e = 8227.432934 \text{ Kg-m}$$

Carga de asentamiento mayor

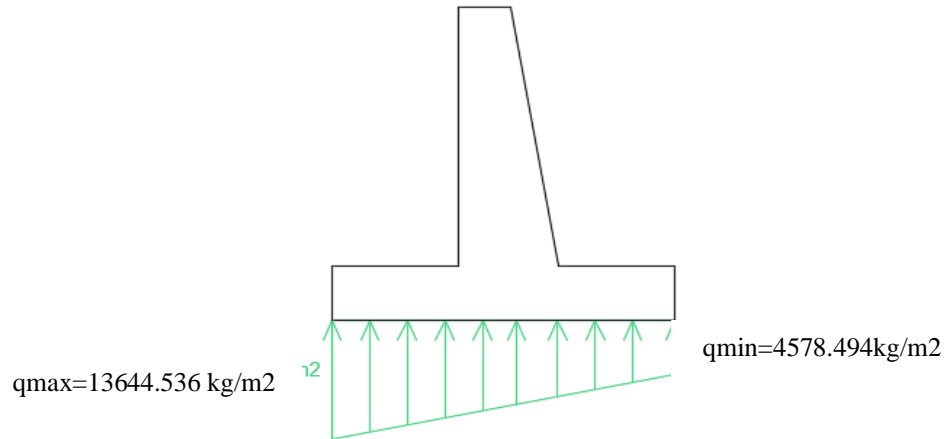
$$q_{min} = \frac{Wt}{BL} - \frac{6M_e}{B^2L} \qquad q_{max} = \frac{Wt}{BL} + \frac{6M_e}{B^2L}$$

$$q_{min} = 4578.494 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{max} = 13644.536 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{adm}: 14000 \text{ kg/m}^2$$

$q_{adm} > \text{Carga de Asentamiento Mayor}$, por tanto, Sí cumple la condición.



Diseño de la Pantalla

Chequeo por cortante y momento flexionante:

Según el anexo C.9.2.3 del Código ACI 318S-11, para estructuras que resisten H, cargas debidas a la presión lateral del suelo, U no debe ser menor que el mayor valor obtenido de las ecuaciones siguientes:

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

$$U = 1.4D + 1.7L$$

EMPUJE ACTIVO

8123.253 kg

EMPUJE POR SISMO

8865 kg

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

CORTANTE ULTIMO 23561.030 kg

DATOS DE LA SECCION

franja= 1 ml

rec= 5 cm

d= 43.1cm

Varilla # = 6

Momento Actuante

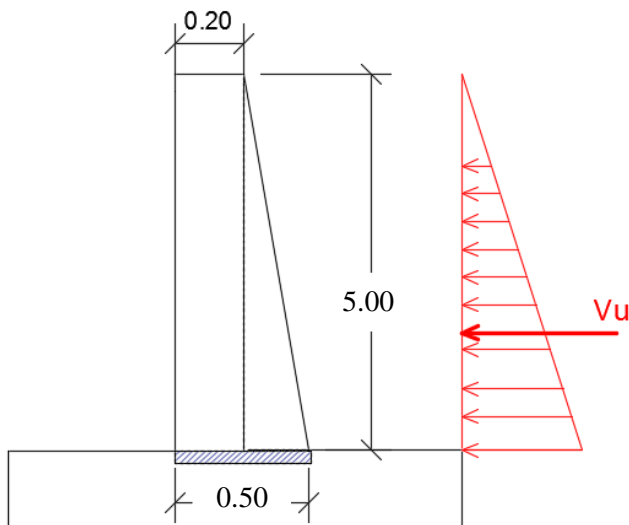
$$M= 27017.87\text{kg-m}$$

Momento por sismo

$$M= 13479.11513\text{kg-m}$$

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

$$Mu= 37842.911 \text{ kg-m}$$



Cálculo de la cuantía de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actuante

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad As_{min} = 17.84 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad As_{min} = 21.70 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{Mu \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}}] \left(\frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \right)$$

$$As_{req} = 37.39 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.5 \left(\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 6090}{f_y (f_y + 6090)} \right) (b \cdot d)$$

$$As_{max} = 79.985 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar } \acute{a}\text{rea} = 37.39 \text{ cm}^2$$

$$s = 10.95 \text{ cm}$$

usar varilla = 6 @ 11 cm en dos lechos

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 28133.98 \text{ kg SI CUMPLE}$$

Chequeo por flexion

$$\phi M_n = 0.9 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100 \quad \phi M_n = 37842.911 \text{ kg-m SI CUMPLE.}$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{stem} = 0.0025bt$$

$$A_{stem} = 10 \text{ cm}^2$$

$$s = 14.29 \text{ cm}$$

$$\text{usar varilla } 3 @ 15 \text{ cm}$$

Revisión por cortante y momento flexionate a H/3 de la parte superior del muro

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

$$U = 1.4D + 1.7L$$

EMPUJE ACTIVO

$$902.583 \text{ kg}$$

EMPUJE POR SISMO

$$985.00 \text{ kg}$$

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

$$\text{CORTANTE ULTIMO } 2617.892 \text{ kg}$$

DATOS DE LA SECCION

$$\text{franja} = 1 \text{ ml}$$

$$\text{rec} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 20.41 \text{ cm}$$

$$\text{Varilla } \# = 5$$

Momento Actuante

$$M = 541.55 \text{ kg-m}$$

Momento por sismo

$$M= 630.559\text{kg-m}$$

Usando los factores de carga de 1.7 y 1.1 por sismo

$$Mu= 1614.25 \text{ kg-m}$$

Cálculo de la cuantía de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actuante

$$As_{min} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad As_{min}=8.45 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad As_{min}=10.28 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{Mu \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}}] \left(\frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \right)$$

$$As_{req} = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$As_{max} = 0.5 \left(\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 6090}{f_y(f_y + 6090)} \right) (b \cdot d)$$

$$As_{max} = 37.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar área} = 10.28 \text{ cm}^2$$

$$s = 19.26 \text{ cm}$$

usar varilla = 5 @ 19 cm en dos lechos

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 13326.03 \text{ kg SI CUMPLE}$$

Chequeo por flexion

$$\phi M_n = 0.9 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100 \quad \phi M_n = 5078.71 \text{ kg-m SI CUMPLE.}$$

Diseño de la Punta

Con una altura de aguas máximas de 2.2

DATOS DE LA SECCION

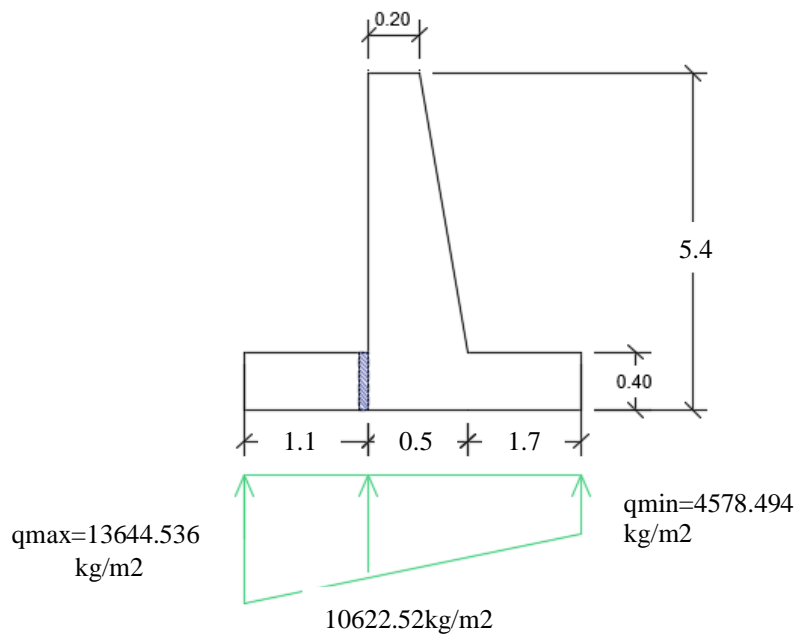
franja= 1 ml

rec= 7.50 cm

d= 30.91 cm

Varilla #5

m=	2747.28 kg-m
q(x)=	10622.52 kg
Cortante ultimo	
Vu=	22689.69 kg
Momento ultimo	
Mu=	12997.35 kg-m



Cálculo de la cuantía de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actuante

$$A_{smin} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d$$

$$A_{smin}=16.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad A_{smin} = 20.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = [(b.d) - \sqrt{(b.d)^2 - \frac{Mu.b}{0.003825 * f'c}}] \left(\frac{0.85.f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{sreq} = 12.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.5 \left(\frac{0.85 * 0.85 * f'c * 6090}{f_y(f_y + 6090)} \right) (b.d)$$

$$A_{smax} = 79.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar \u00e1rea} = 20.44 \text{ cm}^2$$

$$s = 13.94 \text{ cm} \quad \text{usar varilla} = 6 @ 14 \text{ cm}$$

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 26501.898 \text{ kg} \quad \text{SI CUMPLE.}$$

Chequeo por flexion

$$\phi M_n = 20086.579 \text{ kg-m} \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$\phi M_n = 0.9 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{stem} = 0.0025bt$$

$$A_{stem} = 10 \text{ cm}^2$$

$$s = 14.29 \text{ cm}$$

$$\text{usar varilla} = 5 @ 14 \text{ cm}$$

Dise\u00f1o de el Talon

DATOS DE LA SECCION

$$\text{franja} = 1 \text{ ml}$$

$$\text{rec} = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 40.60 \text{ cm}$$

Varilla #6

$$m = 2747.285$$

$$q(x) = 8974.150882$$

cortante ultimo

$$V_u = 24993.65 \text{ kg}$$

momento ultimo

$$M_u = 29693.53 \text{ kg-m}$$

Cálculo de la cuantía de acero

Acero Requerido para resistir el Momento Actuante

$$A_{smin} = \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \quad A_{smin} = 17.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14.1}{f_y} * b * d \quad A_{smin} = 20.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - \frac{M_u \cdot b}{0.003825 \cdot f'c}}] \left(\frac{0.85 \cdot f'c}{f_y} \right)$$

$$A_{sreq} = 30.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.5 \left(\frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot 6090}{f_y(f_y + 6090)} \right) (b \cdot d)$$

$$A_{smax} = 79.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{usar area} = 30.86 \text{ cm}^2$$

$$s = 10.94 \text{ cm} \quad \text{usar varilla} = 6 @ 11 \text{ cm en dos lechos}$$

Chequeo por cortante

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad \phi V_c = 26709.17 \text{ kg} \quad \text{SI CUMPLE}$$

Chequeo por flexion

$$\phi M_n = 29693.535 \text{ kg-m} \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$\phi M_n = 0.9 \left[A_s * f_y * d - \frac{A_s^2 * f_y^2}{1.7 * f'c * b} \right] / 100$$

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{stem} = 0.0025bt$$

$$A_{stem} = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$s = 14.29 \text{ cm}$$

$$\text{usar varilla} = 5 @ 14 \text{ cm}$$

4.4 DISEÑO DE BOVEDA SOBRE QUEBRADA LA BARRANCA

La altura se determina por medio del análisis de la curva de descarga construida en base a la fórmula de Manning como sigue:

Caudal: 39.90 m³/s

Pendiente: 0.5%

Coefficiente de Rugosidad: en base a la tabla 2-4 se elige el valor de 0.016

$$F_H = \frac{Q \times n}{S^{0.5}}$$

$$FH = 39.9 \times 0.016 / 0.005^{0.5}$$

$$FH = 9.028339382$$

Tirante (m)	Area (m ²)	Area Acumulada	Perímetro Mojado Acum	Radio Hidráulico (A/P)	Rh ^(2/3)	(A)Rh ^(2/3)
0.5	2	2	5	0.400	0.543	1.086
1	1.315	4	6	0.667	0.763	3.053
1.5	1.361	6	7	0.857	0.902	5.414
2	1.405	8	8	1.000	1.000	8.000
2.5	1.451	10	9	1.111	1.073	10.728
3	1.495	12	10	1.200	1.129	13.551
3.5	1.54	14	11	1.273	1.174	16.442
4	1.584	16	12	1.333	1.211	19.383
4.5	1.63	18	13	1.385	1.242	22.361
5	1.674	20	14	1.429	1.268	25.369
5.5	1.789	22	15	1.467	1.291	28.399
6	2.505	24	16	1.5	1.310	31.449

Tabla 4- 2 Datos para curva de descarga.

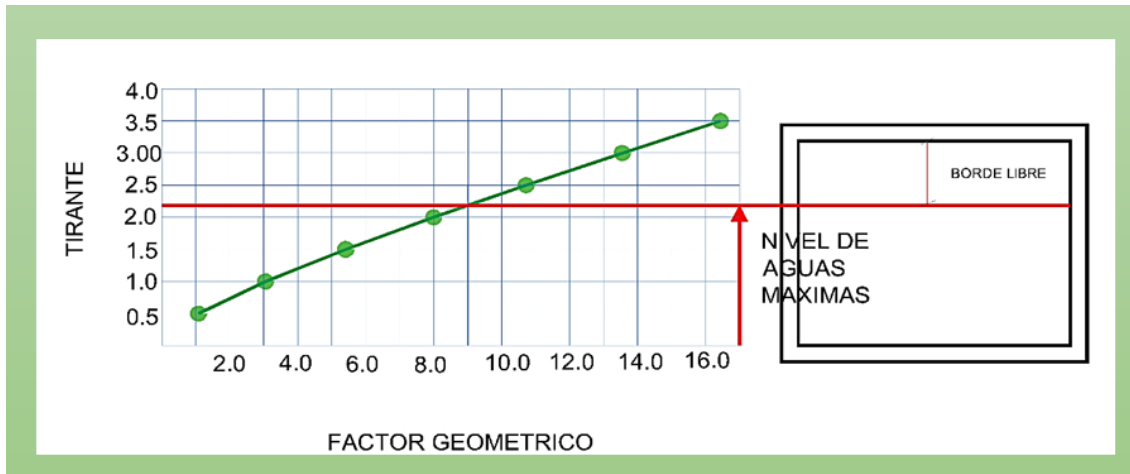


Gráfico 4-2 Curva de descarga para sección de Bóveda (4mx3.20m)

Se puede determinar que la altura máxima es de 2.2 metros aproximadamente; como se sabe, el agua que circula acarrea materiales como basura, ramas, troncos, entre otros, lo que genera un aumento del volumen de material que se deberá encauzar. Por lo tanto se toma a bien aumentar en 1.00 metro la altura de aguas máximas, quedando una sección de bóveda de 4 metros de ancho por 3.2 metros de alto (altura aproximada).

Para el diseño se utilizara concreto colado en sitio con resistencia a la compresión de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, con acero grado 60 (4200kg/cm^2).

El proceso para el diseño se realizará de acuerdo a la metodología seguida por el MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén en su publicación “ANÁLISIS Y DISEÑO DE ALCANTARILLAS TIPO CAJÓN DE CONCRETO ARMADO CON AASHTO 2014”.

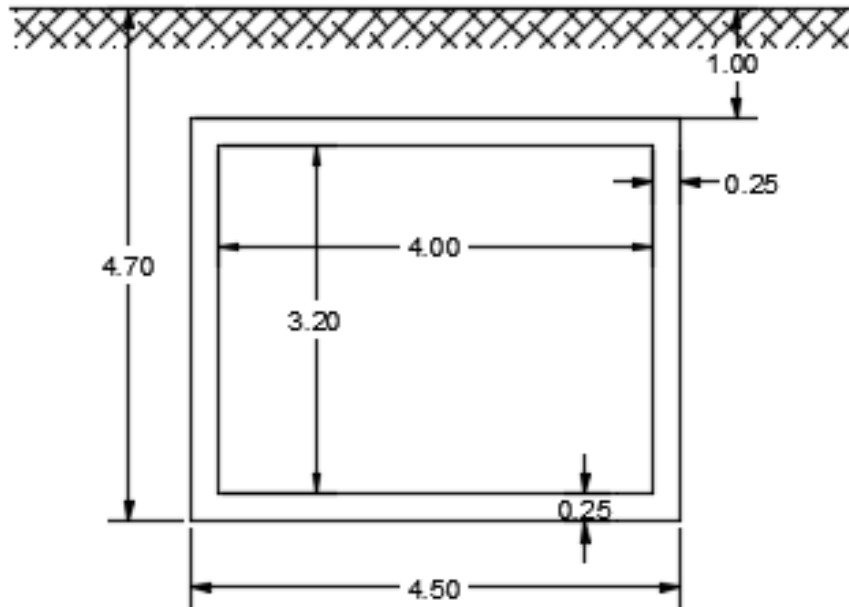
De acuerdo al estudio de suelos se tienen los siguientes datos: Angulo de fricción interna $\phi = 28^\circ$, peso volumétrico $\gamma = 1800\text{kg/m}^3$. También se considerara como carga muerta el peso de una cubierta de techo más mampostería de bloque con espesor menor o igual a 25cm el cual es igual a 700 kg/m y una carga viva de 490 kg/m por uso de terreno como sala de recepciones.

4.4.1 Predimensionamiento

Para poder agilizar el cálculo se realiza el predimensionamiento de las obras de acuerdo Tabla 2.5.2.6.3-1 de manual AASHTO LFRD 2014, de acuerdo a esto se tiene que:

Para una luz de losa de 4m se tiene que el espesor de losa será aproximadamente igual a

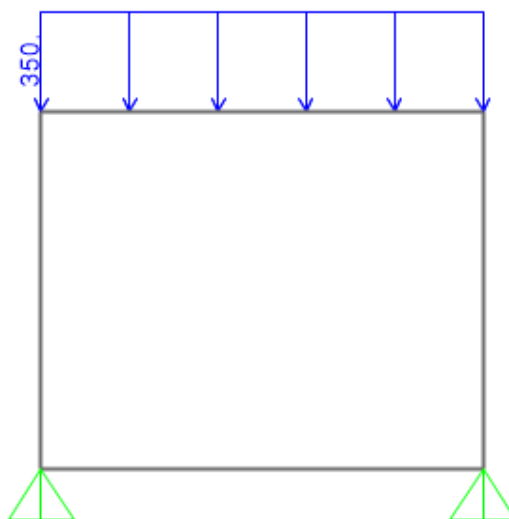
$h = (claro + 3)/30$ sustituyendo se tiene que, $h = 23\text{cm}$. Y para una altura de 3.2m el espesor aproximado de las paredes es $e = \text{Altura}/12$ sustituyendo se tiene, $e = 27\text{cm}$.



4.4.2 Estados de carga en franjas de 1m de largo

1- carga permanente (DC)

Como carga permanente se tiene el peso de enplantillado e piedra superficie terminada $e=20\text{cm} = 350\text{kg/m}$ y el peso propio de la bóveda el cual ya es calculado por el programa SAP2000.



2- Carga vertical del terreno (EV)

Se calcula previamente el factor F_e para tener en cuenta la interacción suelo estructura:

$$F_e = 1 + 0.20 (H/B_c) \leq 1.15$$

Ec 12.11.2.2.1-2 AASHTO LFRD 2014

Donde:

F_e = Factor de interacción suelo-estructura para elementos enterrados

H = Profundidad del relleno (m)

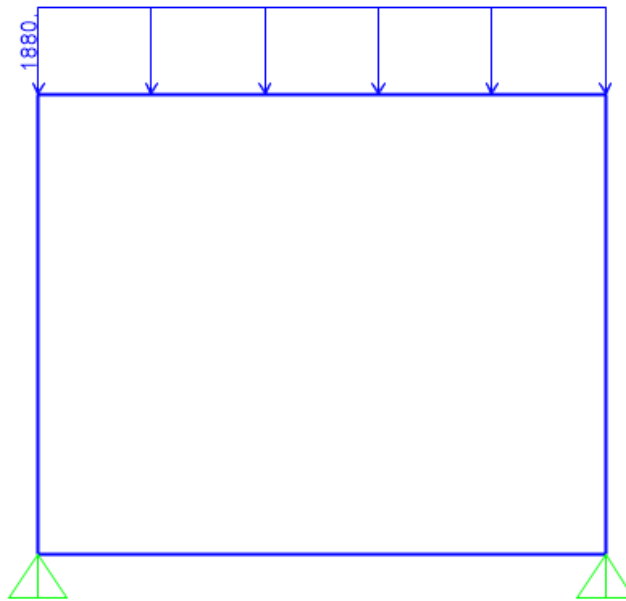
B_c = Ancho exterior de la alcantarilla (m)

$$F_e = 1.044$$

$$EV = F_e * \gamma * H$$

Ec 12.11.2.2.1 AASHTO LFRD 2014

$$EV = 1880 \text{ kg/m}$$



3- Presión horizontal del terreno (EH)

La teoría de Rankine predice las presiones activas y pasivas del terreno. Esta solución supone que el suelo no está cohesionado, tiene una pared que está friccionando, la superficie suelo-pared es vertical, el plano de rotura en este caso sería planar y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud.

Para el cálculo de esta presión primero necesitamos conocer el empuje lateral activo. El coeficiente de empuje lateral activo para un ángulo de fricción interna del terreno $\phi=28^\circ$, es:

$$K_a = (\tan(45 - \phi/2))^2 \quad \text{Ec 3.11.5.7.1-1 AASHTO LFRD 2014}$$

$$K_a = 0.361$$

Dónde: K_a = Coeficiente de empuje lateral activo.

Ahora presión lateral del terreno en la parte superior de la alcantarilla:

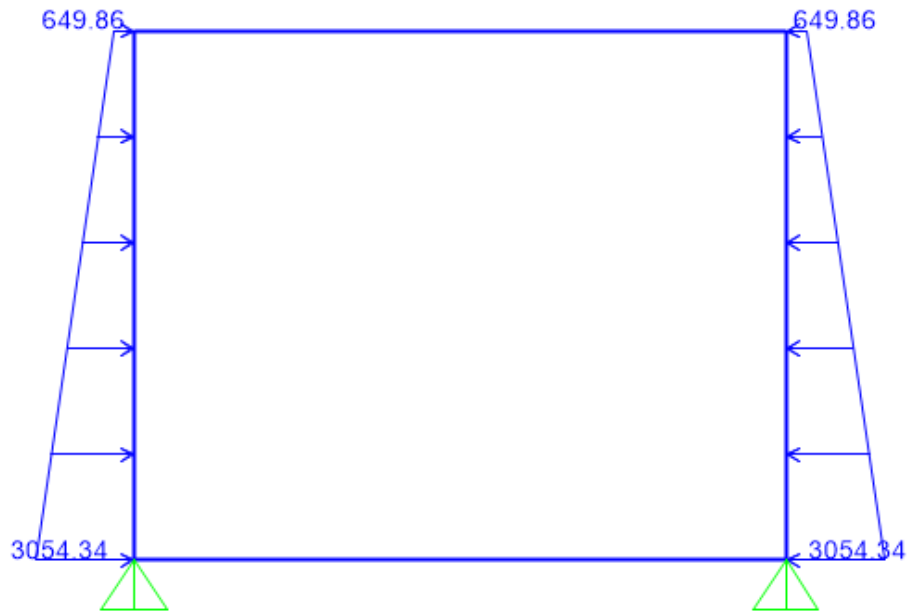
$$EH_1 = K_a * \gamma_s * H_1 \quad \text{Ec 12.11.2.2.1-1 AASHTO LFRD 2014}$$

$$H_1 = 1\text{m}; \quad EH_1 = 649.86 \text{ kg/m}^2$$

Presión lateral del terreno en la parte inferior de la alcantarilla:

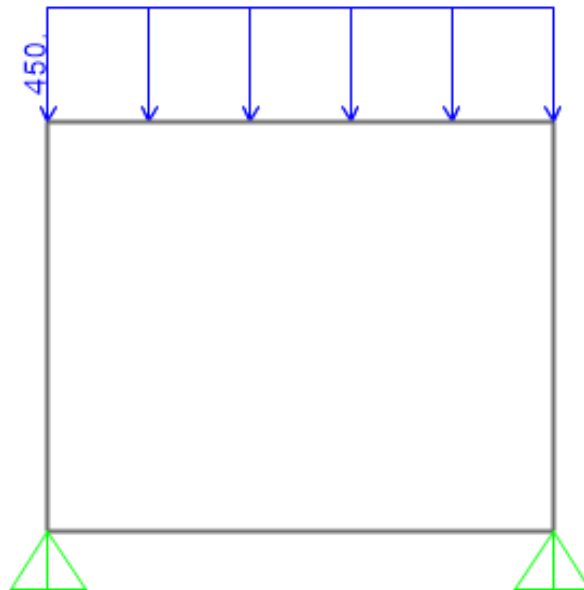
$$EH_2 = K_a * \gamma * H_2 \quad \text{Ec 12.11.2.2.1-1 AASHTO LFRD 2014}$$

$$H_2 = 1 + 0.25 + 3.2 + 0.25 = 4.7\text{m}; \quad EH_2 = 3054.34 \text{ kg/m}^2$$



4- Sobrecarga por carga viva (LS)

Se tomara el peso por uso del terreno, el cual se ha establecido como carga por uso de sala de recepciones igual $LS = 450\text{kg/m}$.



5- Carga de agua (WA)

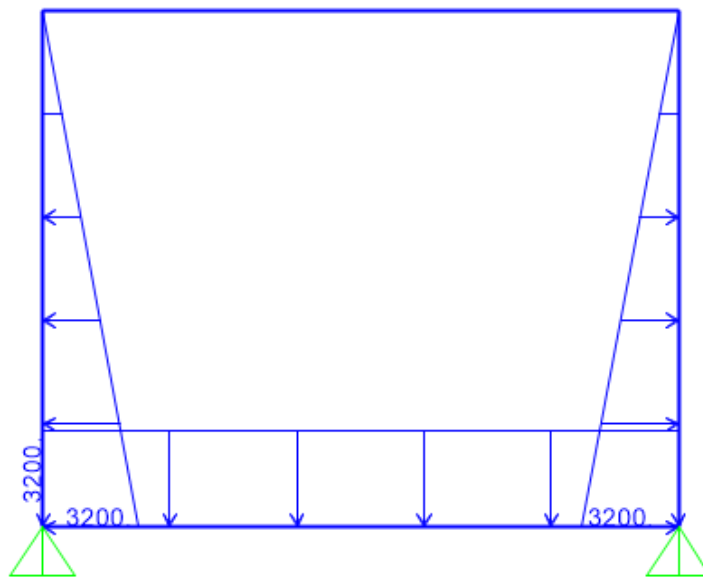
En este caso necesitamos considerar dos casos de carga: bóveda colmada de agua y bóveda vacía.

Al interior de la alcantarilla, cuando la bóveda está colmada, en la parte superior la presión del agua es cero. En el fondo de la alcantarilla, la presión del agua:

$$WA = \gamma \cdot h \cdot \text{largo}$$

$$WA = 3200 \text{ kg/m}$$

Debido a que las cargas laterales presentan empujes favorables al diseño ya que actúan en sentido contrario a la presión del suelo estos no se tomarán ya que la condición más desfavorable de la estructura es sin considerar la carga lateral del agua.



4.4.3 Combinaciones de carga.

Se tomarán en cuenta las siguientes combinaciones de carga para el estado límite de resistencia:

a) $U = 1.25DC + 1.25CP + 1.3EV + 1.35EH + 1.75LS$

b) $U = 0.9DC + 0.9CP + 0.9EV + 1.35EH + 1.75LS$

c) $U = 1.25DC + 1.25CP + 1.3EV + 0.9EH + WA$

d) $U = 1.25DC + 1.25CP + 1.3EV + 0.9EH$

Para el estado límite de servicio las siguientes:

a) $U = DC + CP + EV + EH + LS + WA$

b) $U = DC + CP + EV + EH + LS$

Con los estados de carga y estas combinaciones se procede al análisis en SAP2000 con el fin de obtener las envolventes de diseño para el modelo definido.

4.4.4 Diagramas de envolventes

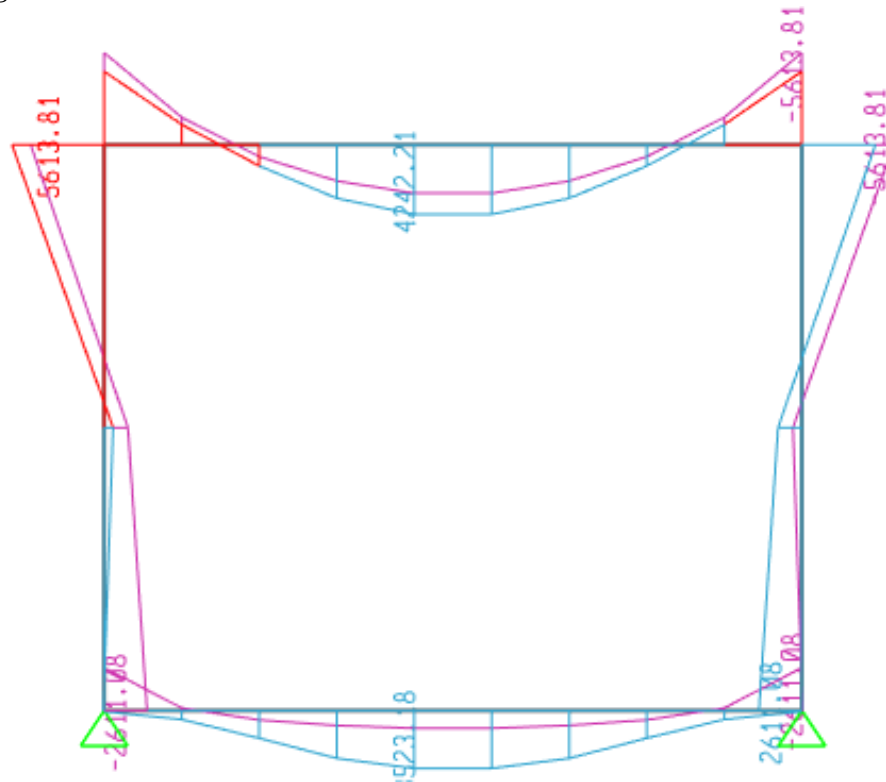


Figura 4- 1 Envolvente de momentos para el estado límite de resistencia.

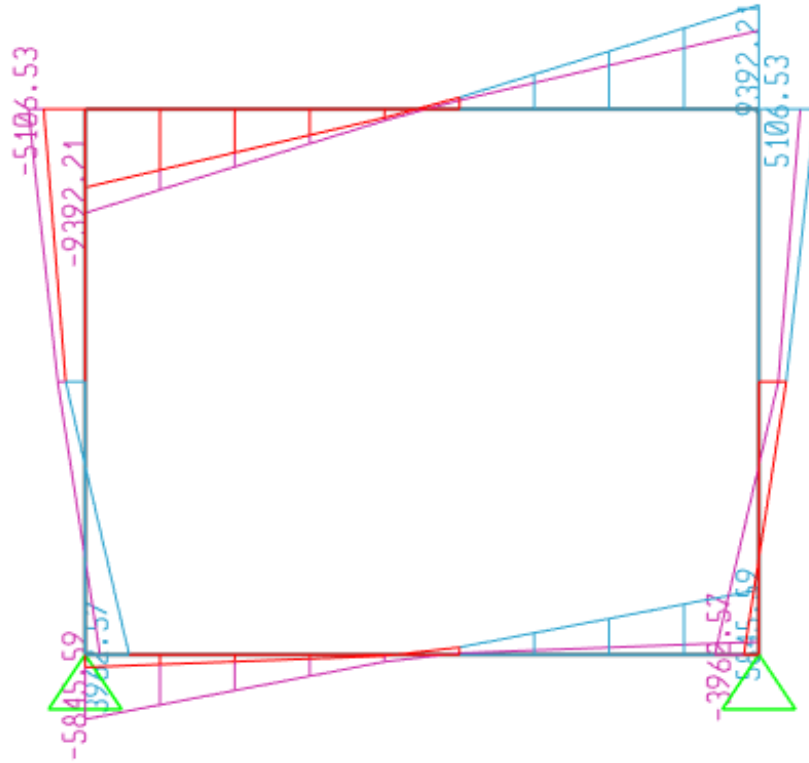


Figura 4- 2 Envoltura de cortante para el estado límite de resistencia.

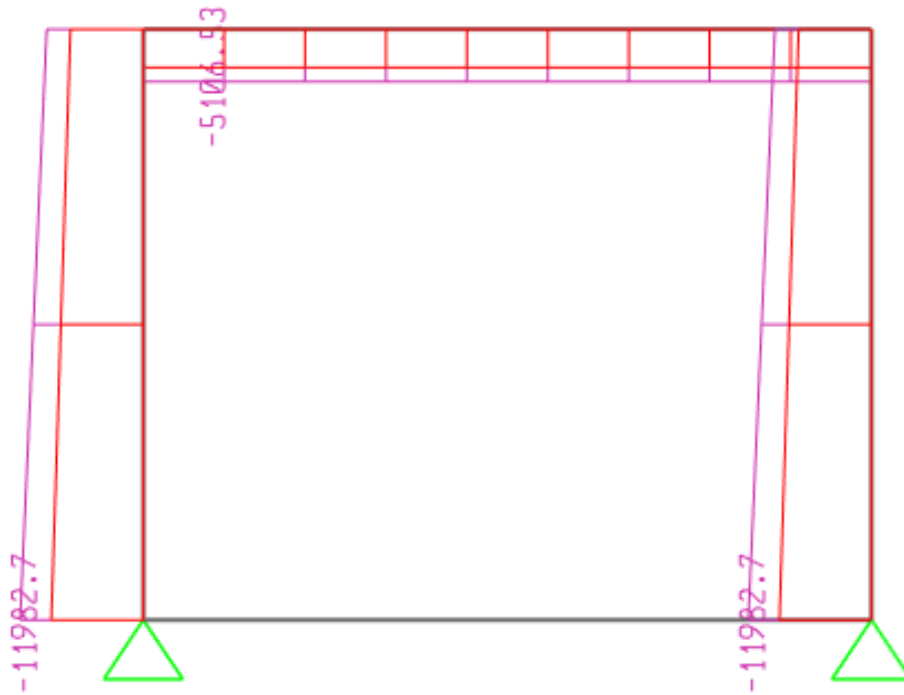


Figura 4- 3 Envoltura de carga axial para el estado límite de resistencia.

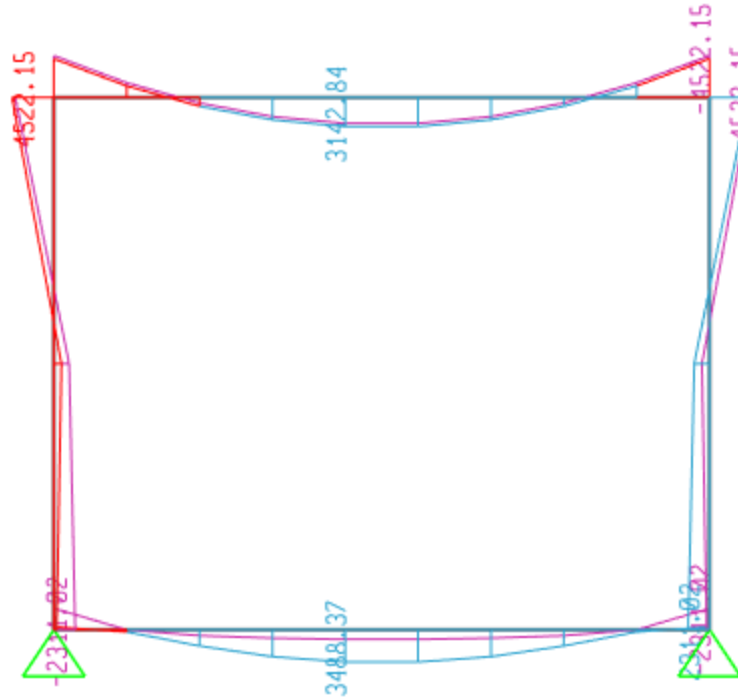


Figura 4- 4 Envolvente de momento para el estado límite de servicio.

4.4.5 Cálculo del acero

Zona central losa superior

$E_c=$	221718.06	kg/cm ²
$E_s=$	2040000.00	kg/cm ²
$f'_c=$	210.00	kg/cm ²
$f_y=$	4200.00	kg/cm ²
Espesor $e=$	25.00	Cm
$b=$	100.00	Cm
varilla #	5.00	
Diámetro	1.59	Cm
área varilla	1.98	cm ²
Recubrimiento	5.00	cm (Tabla 5.12.3-1)
$Z=$	5.79	Cm
$d=$	19.21	Cm

$\phi =$	0.90	
$M_u =$	4242.21	Kg-m
$\beta_1 =$	0.85	
γ_e exposición clase 2=	0.75	EN CONTACTO CON EL AGUA

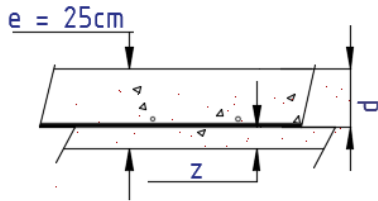


Figura 4- 5 Ubicación del acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Resolviendo las ecuaciones se tiene:

Resolviendo las ecuaciones se tiene:

$$a = 1.44 \text{ cm}$$

$$A_s = 6.10 \text{ cm}^2$$

Separación S:

$$S = \frac{A_v * b}{A_s}$$

$$S = 16 \text{ cm}$$

Ahora, como $c = a/\beta_1 = 1.44 \text{ cm}/0.85 = 1.69 \text{ cm}$

$$0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \leq 0.9$$

Ec. 5.5.4.2.1-2 y Fig. C5.5.4.2.1-1 AASHTO LFRD 2014

$\phi=2.21$ por lo tanto se usara $\phi=0.9$

Verificación del acero

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD en el artículo 5.7.3.3.1 elimina este limite.

As mínimo Art 5.7.3.3.2

Siendo una alcantarilla vaceada en el lugar, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el valor de M_{cr} :

$$M_{cr} = 0.011 * (2.01\sqrt{f'c}) * b * \frac{e^2}{6} \quad \text{Ec 5.7.3.3.2 AASHTO LRFD 2014}$$

$$M_{cr} = 3337.55 \text{ kg-m}$$

El acero calculado resiste $M_u=4242.21$ kg-m, por lo tanto resiste M_{cr} . Aclarando que el área de acero calculada resiste un momento de magnitud igual a M_u , ya que este valor de área de acero se obtuvo respecto a M_u por lo tanto podemos decir que el acero calculado será suficiente para resistir M_r .

Revisión de fisuración por distribución de acero. Art 5.7.3.4:

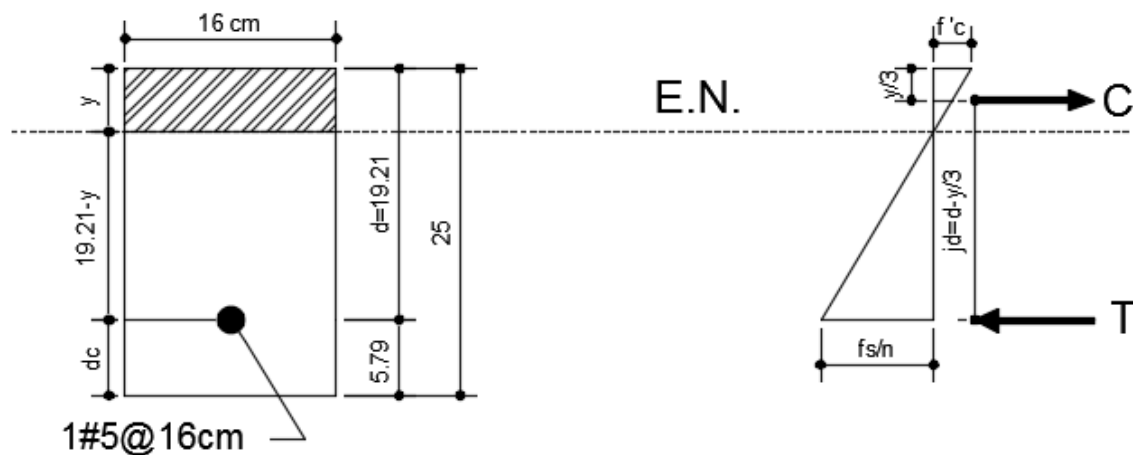


Figura 4- 6 Momento actuante Usando la sección agrietada, una franja de 0.20m de ancho.

Momento actuante Usando la sección agrietada, una franja de 0.20m de ancho, y la envolvente para el diseño por estado límite de Servicio:

$$M_s = 3142.84 \text{ kg-m}$$

Para un ancho tributario de 20cm $M_s = 502.85 \text{ kg-m}$

Ubicación del eje neutro

$$d_c = \text{rec} + \varnothing/2$$

$$d_c = 5.79 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c$$

$$n = 9.20 \text{ cm}$$

Área de acero transformada a área de concreto

$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = n * A_{sv}$$

$$A_{st} = 18.21 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar y

$$20 * y * (y/2) * f'c = f'c * A_{st} * (18.21 - y)$$

$$y = 5.57 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - y/3 = 17.35 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero bajo cargas de servicio es:

$$f_{ss} = M_s/jd * A_s \leq 0.6 f_y$$

$$0.6 f_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ss} = 1464.32 \text{ kg/cm}^2 \quad 1464.32 < 2520.00 \text{ ok!}$$

Separación máxima del acero:

$$s_{max} = (125000 \gamma_e / \beta_s * f_{ss}) - 2d_c$$

$$\text{Ec. 5.7.3.4 - 1}$$

γ_e exposición clase 2 = 0.75 ya que la estructura estará en contacto con el agua

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(e - d_c)}$$

$$\beta_s = 1.43$$

$$s_{max} = 33.15 \text{ cm}$$

Por lo tanto: Usar 1#5@16cm rige la condición anterior

Extremos losa superior

Ec=	221718.06	kg/cm ²
Es=	2040000.00	kg/cm ²
f'c=	210.00	kg/cm ²
fy=	4200.00	kg/cm ²
Espesor e=	25.00	Cm
b=	100.00	Cm
varilla #	5.00	
Diámetro	1.59	Cm
área varilla	1.98	cm ²
Recubrimiento	5.00	cm (Tabla 5.12.3-1)
Z=	5.79	Cm
d=	19.21	Cm
ϕ =	0.90	
Mu (SAP2000) =	5613.81	Kg-m
β_1 =	0.85	
γ_e exposición clase 2=	0.75	EN CONTACTO CON EL AGUA

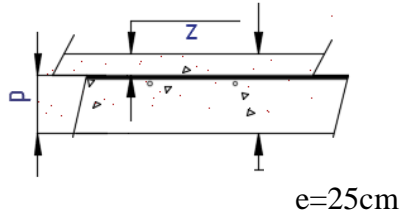


Figura 4- 7 Ubicación del acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Resolviendo las ecuaciones se tiene:

$$a = 1.93\text{cm}$$

$$A_s = 8.19\text{cm}^2$$

Separación S:

$$S = \frac{A_v * b}{A_s}$$

$$S = 24\text{cm} ; \text{ se usara } S=17\text{cm}$$

Ahora, como $c = a/\beta_1 = 1.93\text{cm}/0.85 = 2.27\text{cm}$

$$0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad \text{Ec. 5.5.4.2.1-2 y Fig. C5.5.4.2.1-1}$$

$$\phi = 1.77 \text{ ok}$$

Verificación del acero

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD en el artículo 5.7.3.3.1 elimina este límite.

As mínimo Art 5.7.3.3.2

Siendo una alcantarilla vaceada en el lugar, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el valor de M_{cr} :

$$M_{cr} = 0.011 * (2.01\sqrt{f'_c}) * b * \frac{e^2}{6}$$

$$M_{cr} = 3337.55 \text{ kg-m} \quad E_c \text{ 5.7.3.3.2}$$

El acero calculado resiste $M_u = 5613.81 \text{ kg-m}$, por lo tanto resiste M_{cr} . Aclarando que el área de acero calculada resiste un momento de magnitud igual a M_u , ya que este valor de área de acero se obtuvo respecto a M_u por lo tanto podemos decir que el acero calculado será suficiente para resistir M_r .

Revisión de fisuración por distribución de acero. Art 5.7.3.4:

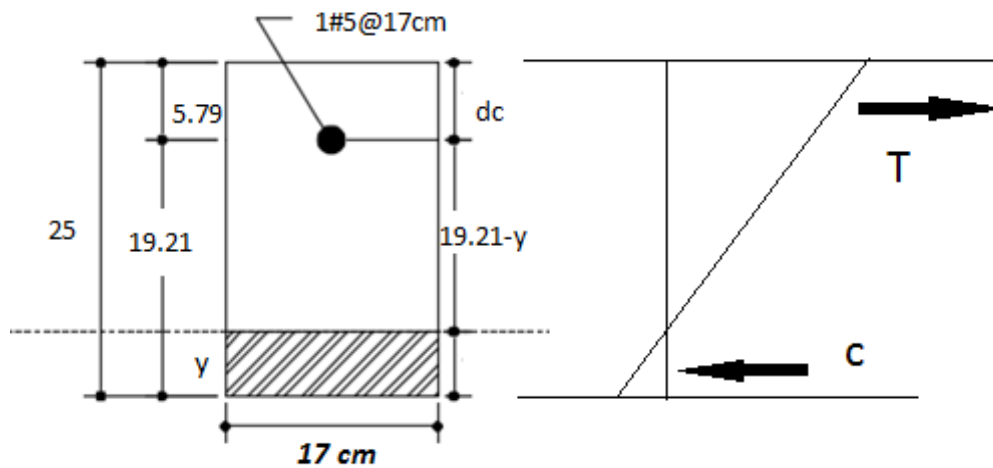


Figura 4- 8 Momento actuante Usando la sección agrietada, una franja de 0.17m de ancho

Momento actuante Usando la sección agrietada, una franja de 0.17m de ancho, y la envolvente para el diseño por estado límite de Servicio:

$$M_s = 4522.15 \text{ kg-m}$$

$$\text{Para un ancho tributario de 17cm } M_s = 768.77 \text{ kg-m}$$

Ubicación del eje neutro

$$d_c = r_{ec} + \varnothing/2$$

$$d_c = 5.79 \text{ cm}$$

$$n = E_s / E_c$$

$$n = 9.20 \text{ cm}$$

Área de acero transformada a área de concreto

$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = n \cdot A_{sv}$$

$$A_{st} = 18.21 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar y

$$17 \cdot y \cdot (y/2) \cdot f'c = f'c \cdot A_{st} \cdot (18.21 - y)$$

$$y = 5.43 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - y/3 = 17.40 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero bajo cargas de servicio es:

$$f_{ss} = M_s / jd \cdot A_s \leq 0.6 f_y$$

$$0.6 f_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ss} = 2232.65 \text{ kg/cm}^2 \quad 2232.65 < 2520.00 \text{ ok!}$$

Separación máxima del acero:

$$s_{max} = (125000 \gamma_e / \beta_s \cdot f_{ss}) - 2d_c \quad \text{Ec. 5.7.3.4 - 1}$$

γ_e exposición clase 2 = 0.75 ya que la estructura estará en contacto con el agua

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(e - d_c)}$$

$$\beta_s = 1.43 \quad s_{max} = 17.75 \text{ cm} \quad s_{max} \approx 17 \text{ cm}$$

Por lo tanto: Usar 1#5@17cm

Chequeo por corte

Con $a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f'c \cdot b$

As= área de varilla/s

As= 13.20 cm²/m
a= 3.10 Cm
dv= 17.65 Cm Art 5.8.2.9
>=0.72h 18.00 Cm
>=0.9d 17.29 Cm
elegir dv= 18.00 Cm

A una distancia dv de la intersección de la losa con la cartela se ubica la sección crítica por lo tanto la distancia dese el eje del muro es:

ubicación= 60.5 cm

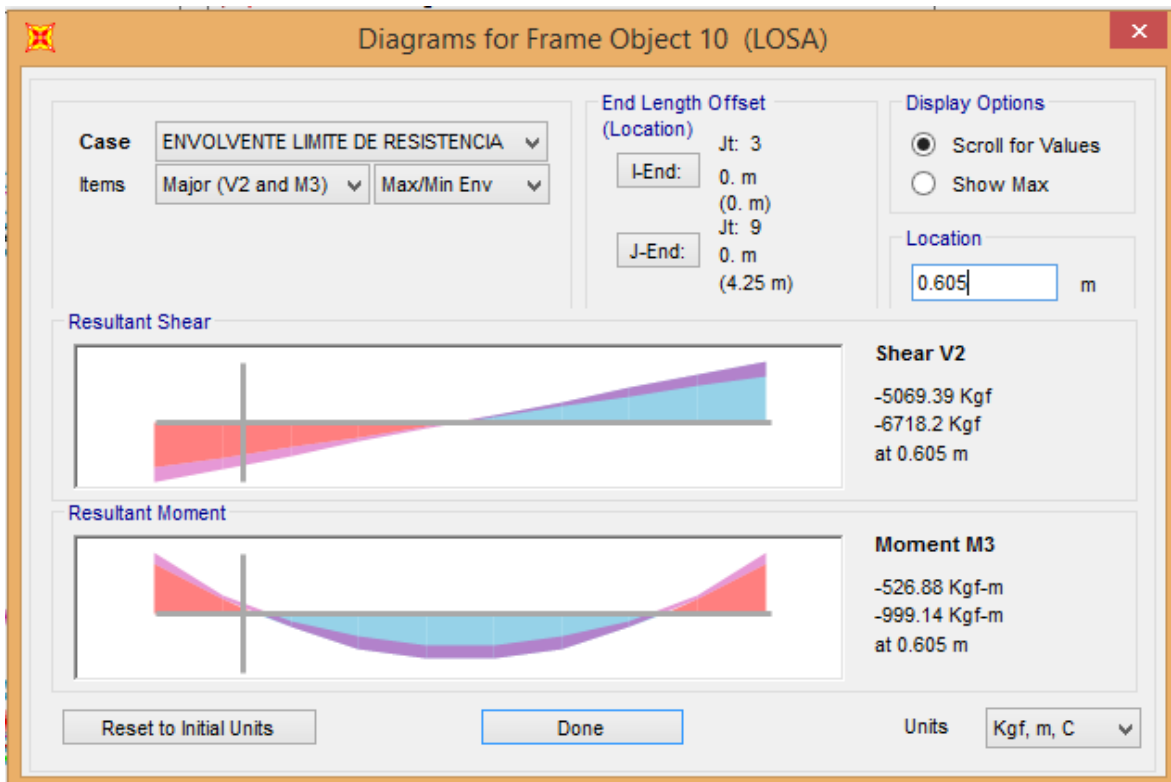


Figura 4-9 Cheque por corte

V_u= 6718.12 kg (SAP2000)

Mu=999.14 kg-m (SAP200)

Para losas de alcantarilla tipo cajón la debajo de 0.60m a más de relleno, la resistencia de corte se puede calcular como:

$$V_c = \left(0.568\sqrt{f'_c} + 326.4 \frac{A_s}{b.d_e} \frac{V_u d_e}{M_u} \right) b.d_e \leq 1.06\sqrt{f'_c} b.d_e \quad (5.14.5.3-1)$$

Vc=21371.04 kg ≤ 29502.45kg ok!!!

Vc=21371.04 kg

ØVc=19233.94 kg > Vu= 6718.20 kg ok!!!

ØVc es aún mayor que el cortante máximo de 10470.45 kg según grafica de envolvente.

Acero longitudinal, se tomara en cuenta el acero mínimo establecido en el ACI 318S-11

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \geq 14 \frac{b * d}{f_y} \quad \text{Ec } 10-3$$

Asmin= 21.21 cm² >= 25.61 no cumple
Usar Asmin= 25.61 cm²
varilla N°= 5.00
Diámetro= 1.59 Cm
área varilla= 1.98 cm²
cant varillas= 12.94
Separación= 30.90 Cm
Usar 1# 5 @ 30 cm

Paredes:

Ec=	221718.06	kg/cm ²
Es=	2040000.00	kg/cm ²
f'c=	210.00	kg/cm ²
fy=	4200.00	kg/cm ²

Espesor e=	25.00	Cm
b=	100.00	Cm
varilla #	5.00	
Diámetro	1.59	Cm
área varilla	1.98	cm2
Recubrimiento	5.00	cm (Tabla 5.12.3-1)
Z=	5.79	Cm
d=	19.21	Cm
φ=	0.90	
Mu (SAP2000)=	5613.81	Kg-m
β1=	0.85	
γe exposición clase 2=	0.75	EN CONTACTO CON EL AGUA

Ubicación del acero

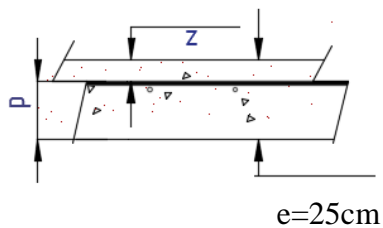


Figura 4- 10 Ubicación del acero.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Resolviendo las ecuaciones se tiene:

$$a = 1.93\text{cm}$$

$$A_s = 8.19\text{cm}^2$$

Separación S:

$$S = \frac{A_v * b}{A_s}$$

S = 24cm; se usara S=18cm

Ahora, como $c=a/\beta_1 = 2.27\text{cm}$

$$0.75 \leq \phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) \leq 0.9$$

Ec. 5.5.4.2.1-2 y Fig. C5.5.4.2.1-1

$\phi=1.53$ POR LO TANTO SE USARA $\phi=0.9$

Verificación del acero

As máximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD en el artículo 5.7.3.3.1 elimina este límite.

As mínimo Art 5.7.3.3.2

Para una alcantarilla tipo cajón (bóveda) cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el valor de Mcr :

$$M_{cr} = 0.011 * (2.01\sqrt{f'c}) * b * \frac{e^2}{6}$$

Ec 5.7.3.3.2

$M_{cr} = 3337.55 \text{ kg-m}$

El acero calculado resiste $M_u = 5613.81 \text{ kg-m}$, por lo tanto resiste M_{cr} . Aclarando que el área de acero calculada resiste un momento de magnitud igual a M_u , ya que este valor de área de acero se obtuvo respecto a M_u por lo tanto podemos decir que el acero calculado será suficiente para resistir M_r .

Revisión de fisuración por distribución de acero. Art 5.7.3.4:

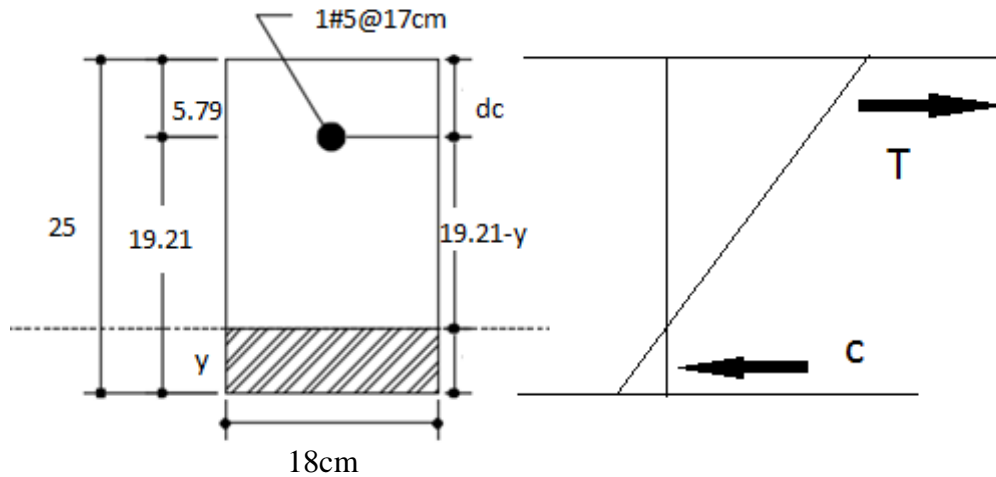


Figura 4- 11 Momento actuante usando la sección agrietada, una franja de 0.18m de ancho.

Momento actuante usando la sección agrietada, una franja de 0.18m de ancho, y la envolvente para el diseño por estado límite de Servicio:

$$M_s = 4522.15 \text{ kg-m}$$

$$\text{Para un ancho tributario de 18cm } M_s = 813.99 \text{ kg-m}$$

Ubicación del eje neutro

$$d_c = r_{ec} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$d_c = 5.79 \text{ cm}$$

$$n = E_s / E_c$$

$$n = 9.20$$

Área de acero transformada a área de concreto

$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = n \cdot A_s$$

$$A_{st} = 18.21 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar y

$$18 * y * (y/2) * f'c = f'c * Ast * (18.21 - y)$$

$$y=5.43\text{cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - y/3 = 17.39\text{cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero bajo cargas de servicio es:

$$f_{ss} = Ms/jd * As \leq 0.6f_y$$

$$0.6 f_y = 2520.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ss} = 2363.98 \text{ kg/cm}^2 \quad 2363.98 < 2520.00 \text{ ok!}$$

Separación máxima del acero:

$$s_{max} = (125000 \gamma_e / \beta_s * f_{ss}) - 2d_c \quad \text{Ec. 5.7.3.4 - 1}$$

γ_e exposición clase 2 = 0.75 ya que la estructura estará en contacto con el agua

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(e - d_c)}$$

$$\beta_s = 1.43 \quad s_{max} = 16.13\text{cm} \quad s_{max} \approx 16\text{cm}$$

Por lo tanto: Usar 1#5@16cm

Chequeo por corte

El chequeo por corte para las paredes quedaría verificado también, ya que los valores según la envolvente (Valores observados en SAP2000) son menores que en la losa superior, Figura 4-13.

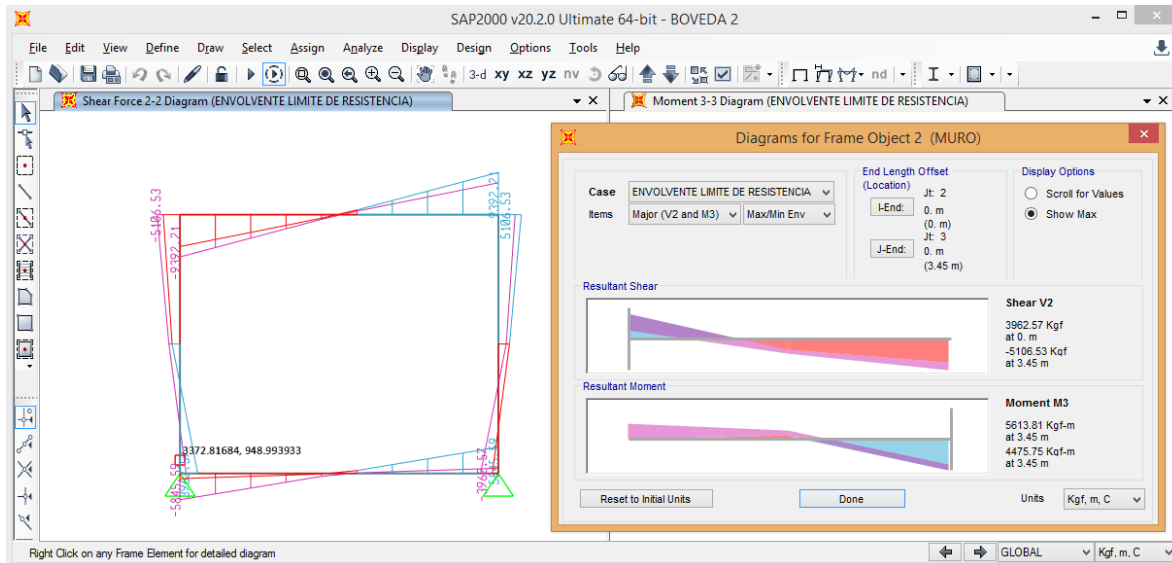


Figura 4- 12 Cortante en paredes..

$V_u = 5650.87 \text{ kg}$ (SAP2000)

Acero longitudinal, se tomara en cuenta el acero mínimo establecido en el ACI 318S-11

$$A_{smin} = \frac{0.8\sqrt{f'_c} * b * d}{f_y} \geq 14 \frac{b * d}{f_y}$$

Asmin=	16.96	cm2	>=	20.49 NO CUMPLE
Usar Asmin=	20.49	cm2		
b=	320.00	cm		
varilla N°	5.00			
diametro	1.59	cm		
area varilla	1.98	cm2		
cant varillas	10.36			
separacion	38.63	cm		
Usar	1#	5 @		38 cm

Losa inferior:

Se tomara otro modelo para el análisis de la losa inferior, en donde la carga distribuida hacia arriba es debido a la reacción de las cargas permanentes (DC), verticales (EV) y carga viva (LS), las cuales ocasionan un momento como se muestra en la figura 4-14.

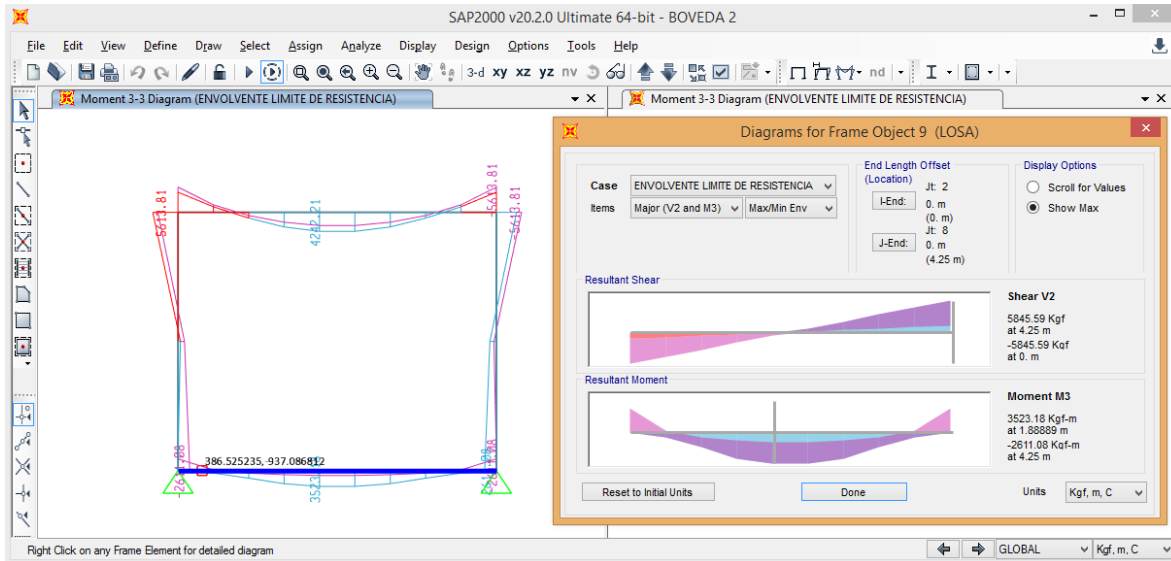


Figura 4- 13 Envoltente para losa inferior, estado límite de resistencia.

Como puede observarse, los valores de momentos son similares a la losa superior, por lo tanto se contempla que ambas tengan características estructurales similares

El cortante también se ha considerado y en esta sección de losa inferior es menor que el de la losa superior (Figura 4-15), por lo tanto el chequeo por corte quedaría satisfecho.

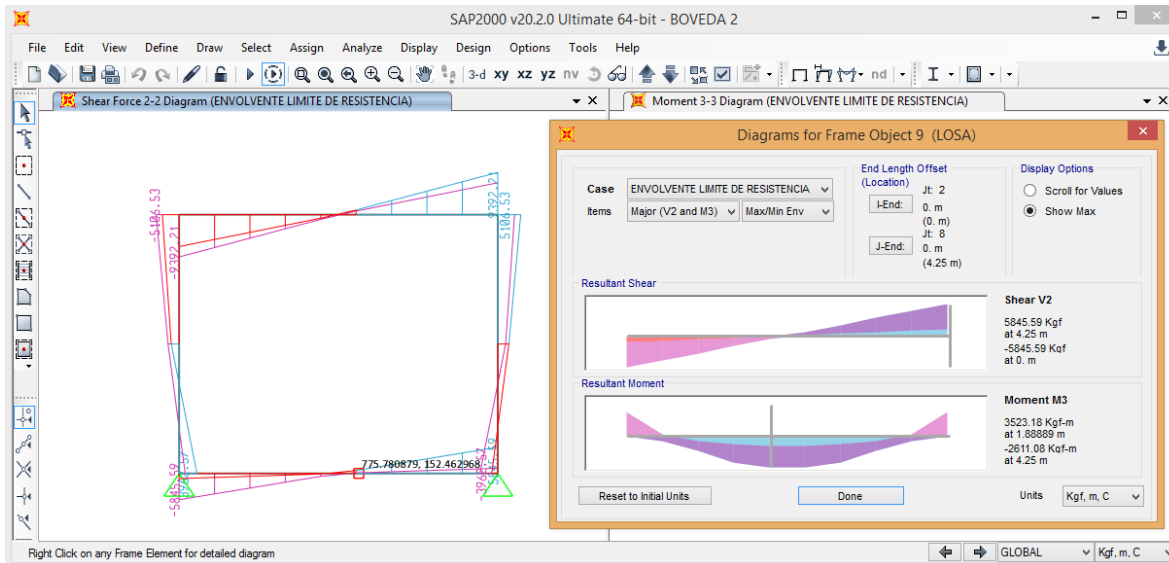


Figura 4- 14 Envoltente para cortante en losa inferior.

Chequeo por carga axial (art. 5.7.4)

En las paredes de bóveda la carga axial actuante es (envoltente de carga axial):

$$P_u = 9392.21 \text{ kg}$$

$$M_u = 3523.18 \text{ kg-m}$$

Carga axial resistente: Cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar ignorando los efectos de carga axial.

En nuestro caso, con un factor de resistencia por compresión de 0.70 (Art. 5.5.4.2.1 AASHTO LRFD):

$$P_u \leq 0.1 \cdot f_c \cdot A_g$$

$$P_u = 9392.21 \text{ kg} \quad \text{DE LA ENVOLVENTE}$$

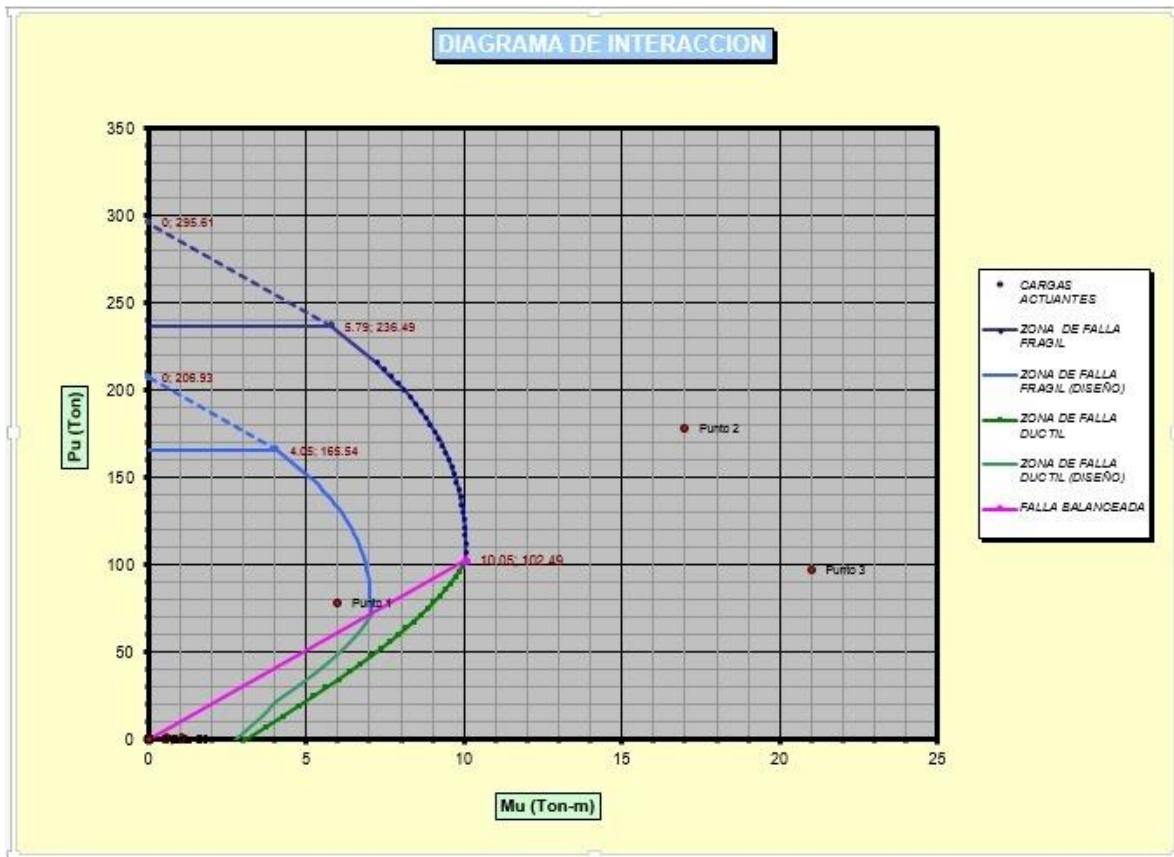
$$\phi = 0.7$$

$$0.1 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g = 36,750.00 \quad \text{SI CUMPLE}$$

$$\text{Luego } P_u = 10470.65 \text{ kg} < 0.1 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g = 36,750.00 \text{ kg}$$

Por lo tanto se puede ignorar los efectos de carga axial.

Finalmente se tomaran distribuciones de acero más comunes que se utilizan en campo, las cuales quedan establecidas en el plano de detalles (Anexo C.7-), aclarando que la construcción se deberá realizar en módulos de 6 metros, separado por una junta de dilatación impermeable.



CAPITULO 5: PRESUPUESTO DE OBRAS PROPUESTAS

PRESUPUESTO

PROYECTO: DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA										
PARA: ALCALDÍA MUNICIPAL DE SANTA ANA						Fecha: Octubre, 2019		PAG. 1/1 IVA 13.00%		
No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO DIRECTO			COSTO DIRECTO	I.V.A.	COSTO PARCIAL	COSTO DE PARTIDA
				MATERIAL	M.O	OTROS				
1.00	BODEGA	1.00	S.G.	\$0.00	\$0.00	\$260.00	\$260.00	\$ 33.80	\$293.80	\$293.80
2.00	DEMOLICION DE MURO DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA	1.00	S.G.	\$0.00	\$0.00	\$180.00	\$180.00	\$ 23.40	\$203.40	\$203.40
3.00	TRAZO Y NIVELACION	460.00	M	\$0.39	\$0.60	\$0.04	\$1.03	\$ 0.13	\$1.16	\$535.85
4.00	EXCAVACION A MAQUINA EN ZANJA MATERIAL SEMIDURO 0<H<3	3542.08	M3	\$0.00	\$0.40	\$6.65	\$7.05	\$ 0.92	\$7.97	\$28,217.96
5.00	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL EXISTENTE	3533.45	M3	\$0.30	\$5.40	\$2.01	\$7.71	\$ 1.00	\$8.72	\$30,796.45
6.00	DESALOJO DE MATERIAL	8.63	M3	\$0.00	\$2.50	\$0.02	\$2.52	\$ 0.33	\$2.85	\$24.60
7.00	COMPACTACION CON SUELO CEMENTO 1:20	463.00	M3	\$34.10	\$3.13	\$4.40	\$41.63	\$ 5.41	\$47.04	\$21,778.85
8.00	BÓVEDA TIPO CAJÓN 4x3.2 CONCRETO F'C 210KG/CM2, ACERO GRADO 60	80.00	M	\$1,034.51	\$31.96	\$211.56	\$1,278.03	\$ 166.14	\$1,444.17	\$115,533.91
9.00	JUNTA DE EXPANSION WATER STOP DE PVC	218.67	M	\$0.00	\$0.00	\$7.70	\$7.70	\$ 1.00	\$8.70	\$1,902.65
10.00	MURO DE CONTENCIÓN TIPO VOLADIZO, F'C=210KG/CM2, E=40CM, HVISTA=3.2M	320.00	M	\$684.92	\$17.40	\$143.19	\$845.51	\$ 109.92	\$955.42	\$305,735.51
11.00	MURO DE CONTENCIÓN TIPO VOLADIZO, F'C=210KG/CM2, E=55CM, HVISTA=4.2M	60.00	M	\$941.90	\$0.00	\$138.40	\$1,080.30	\$ 140.44	\$1,220.74	\$73,244.34
12.00	BARBACANAS, TUB PVC D=2PULG	380.00	M	\$6.48	\$0.42	\$0.02	\$6.92	\$ 0.90	\$7.82	\$2,971.94
13.00	EMPLANTILLADO DE CANTO RODADO, E=15CM	760.00	M2	\$2.70	\$1.12	\$0.04	\$3.86	\$ 0.50	\$4.36	\$3,314.97
14.00	GRADA DISIPADORA DE MAMPOSTERIA DE PIEDRA 1:5	13.00	U	\$129.61	\$1.12	\$22.04	\$152.77	\$ 19.86	\$172.63	\$2,244.19
COSTO TOTAL		Quinientos diecinueve mil doscientos noventa con sesenta y cuatro centavos							\$ 519,290.64	
IVA 13%		Sesenta y siete mil quinientos siete setenta y ocho centavos							\$ 67,507.78	
VALOR TOTAL DE LA OFERTA		Quinientos ochenta y seis mil setecientos noventa y ocho con cuarenta y dos centavos							\$ 586,798.42	

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

En vista de lo planteado y analizado en este estudio no se puede hacer caso omiso de la necesidad debido a las condiciones de alto riesgo que presenta la zona destinada en un principio como de equipamiento social en la urbanización Jardines del Rocío, zona que ahora se ha convertido en un problema que con el pasar del tiempo mayormente en cada invierno se incrementa considerablemente. Problemática para la cual tomando en cuenta primeramente las necesidades de solventar los riesgos existentes y además del anhelo de los usuarios de recuperar su área de esparcimiento social, se han aplicado conocimientos y criterios técnicos ingenieriles para presentar una propuesta de los diseños de obras de mitigación y protección; constando estas de 190 metros de muros de contención tipo voladizo y de 80 metros de una bóveda tipo cajón.

Luego de tener los análisis respectivos, diseños, volúmenes de obra y los planos constructivos de las obras de mitigación y protección propuestas se ha estimado que para la fecha de realización de este estudio la inversión inicial necesaria para realizar en su totalidad las obras asciende a un monto total de: quinientos ochenta y seis mil setecientos noventa y ocho con cuarenta y dos centavos dólares estadounidenses, \$ **586,798.42**; costo directo con IVA incluido.

Tomando en cuenta las características que presenta la topografía del tramo de quebrada La Barranca estudiado, analizando las secciones transversales a lo largo de esta, se tiene que: aguas arriba del punto de interés localizado se deberán dragar varios tramos de la quebrada para tener el encause necesario para la construcción de las obras propuestas; por otro lado en las secciones donde se proyecta la bóveda se deberá hacer uso de ese material dragado para rellenar alrededor de la misma; logrando con esto un movimiento de tierra compensatorio.

La ejecución de estas obras de mitigación y protección propuestas o de otras similares que se diseñen para el mismo caso beneficiaran no solo a población propietaria del inmueble urbanización Jardines del Rocío sino también a usuarios de comunidades aledañas al terreno aguas arriba y aguas debajo de la zona.

6.2 RECOMENDACIONES

En caso de llevarse a cabo la ejecución de cualquiera de las obras presentadas en este estudio, se deben realizar sondeos SPT a lo largo del tramo estudiado y en caso de obtener propiedades de suelos muy diferentes y desfavorables a las usadas en el diseño de estas obras, se debe realizar una restitución con material de características similares a las tomadas en cuenta en este diseño o bien la realización de un nuevo diseño de las obras.

Cuando se proyecte realizar obras de recuperación y mejoramiento de la zona de equipamiento social y se pretenda emplazar alguna estructura en el terreno sobre la bóveda, se deberá tener como limitante las cargas que se han consideraron en este diseño. La propuesta presentada no contempla obras de recuperación y mejoramiento, el diseño realizado y monto del presupuesto se limita a las obras de mitigación y protección descritas.

Desde el punto de vista técnico y económico, las obras de mitigación se deberían de realizar en su totalidad lo más pronto posible para evitar que el terreno se siga erosionando. Además que el coste de las obras propuestas pueden variar significativamente con el pasar del tiempo, tanto por el incremento de las erosiones en las secciones de la quebrada como por las variaciones de precios de materiales y mano de obra utilizados a la fecha.

En el caso de considerar obras de paso en cualquiera de los tramos de muros, deben adicionarse a las estructuras presentadas para el encauce, los muros que sostengan las respectivas estructuras. Además para cualquier obra que se pretenda realizar cercana a los muros de contención, se recomienda respetar un margen que posea una distancia mínima obtenida al proyectar un ángulo de 45° desde la base de la fundación de cada muro.

Para aligerar el monto total del proyecto en lugar de la bóveda de concreto armado se puede hacer un diseño de tuberías de PVC de alto impacto, ya que entre otras cosas estas tuberías están pensadas para reducir los costos de los proyectos de drenajes y conducción de agua.

BIBLIOGRAFIA

- Calvo M. (13 de Agosto de 1992). *Sistema de Informacion Geografica Digitales*.
Obtenido de
https://es.wikipedia.org/wiki/Sistema_de_informaci%C3%B3n_geogr%C3%A1fica
- CEPAL. (2010). *Evaluación de daños y pérdidas en El Salvador ocasionados por la tormenta tropical Agatha*. San Salvador.
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1987). *Hidrología Aplicada*. Austin.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). Hidrología aplicada. En V. T. Chow, D. R. Maidment, & L. W. Mays, *Hidrología aplicada* (pág. 510). Colombia: McGRAW-HILL.
- Cortez Velázquez, R., & Rivera García, j. (2004). *Manual de Procesos Constructivos y Diseño de Muros de Retención*. San Salvador.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. México.
- DGFCR, D. C. (2017). *Estrategia nacional de manejo de cuencas hidrográficas de El Salvador*. San Salvador.
- H. Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Colombia: Quebecor World Bogotá S.A.
- Instituto Geográfico y de Catastro Nacional. (2001). Monografías Departamentales. En I. G. Nacional, *Monografía de Santa Ana* (pág. 85). San Salvador.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. México: Limusa.
- Lickez, C. L. (2012). *Diseño De Las Obras De Mitigación En Las Áreas Susceptibles A Inundaciones De La Ribera Del Río La Quebrada De Las Casas, Municipio De Estanzuela, Departamento De Zacapa*. Guatemala.

- Lickez, C. L. (2012). *Diseño De Las Obras De Mitigación En Las Áreas Susceptibles A Inundaciones De La Ribera Del Río La Quebrada De Las Casas, Municipio De Estanzuela, Departamento De Zacapa*. Guatemala.
- MARN. (2016). *Ley de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Área Metropolitana de San Salvador y de los Municipios Aledaños*.
- MARN. (2017). *Informe nacional del estado de los riesgos y vulnerabilidades*. San Salvador: Unidad de comunicaciones del MARN.
- Ministerio de Economía, D. (2011). Anuario Estadístico 2009. En D. Ministerio de Economía, *Anuario Estadístico 2009* (págs. 15,36). San Salvador.
- MINISTERIO DE SALUD. (2017). *Plan Nacional de Gestión de Riesgos a Desastres*. San Salvador.
- Musy, A. (2001). *Hidrología*. Tylor y Francis Group.
- Navarro Hudiel, S. J. (2008). *Manual de Topografía-planimetría*. bogota.
- Peña, A. G. (2007). *Medidas Estructurales y Medidas No estructurales de Defensa Frente a Inundaciones*. España.
- Remenieras, G. (1974). *Tratado de hidrología aplicada*. Barcelona: Editores técnicos asociados.
- Rodriguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., & Oteo Mazo, C. (1989). Curso Aplicado de Cimentaciones. En S. G. Roriguez Ortiz, *Curso Aplicado de Cimentaciones*. Madrid: Colegio Oficial de Arquitectos de Mdrid (COAM).
- USGS U.S. Geological Survey. (s.f.). USGS. Obtenido de <https://water.usgs.gov/edu/watercyclespanish.html>

ANEXOS

Anexo: A Fotografías



*Levantamiento topográfico
Fuente: Elaboración propia
Fecha: 11 de junio del 2019*



Quebrada la barranca aguas arriba
Fuente: Elaboración propia
Fecha: 20 de octubre del 2018



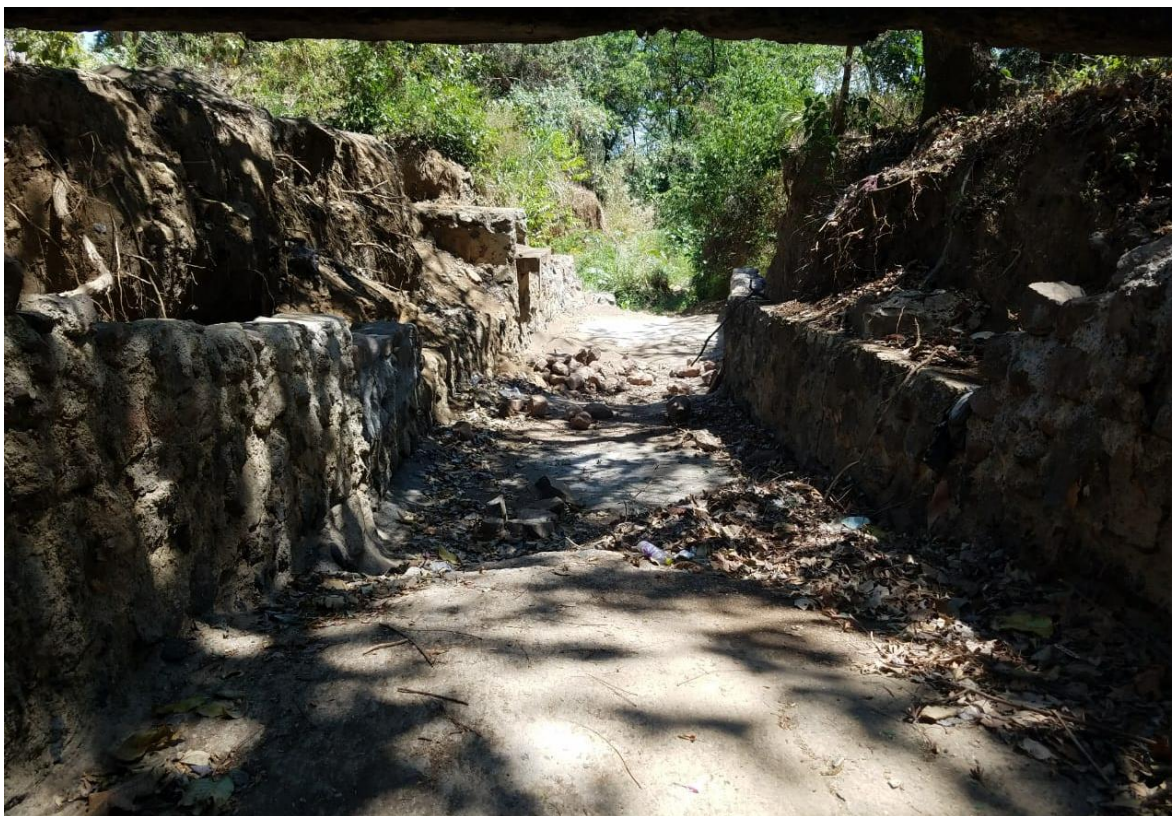
Quebrada la barranca aguas abajo
Fuente: Elaboración propia
20 de octubre del 2018



Entrada a la zona de equipamiento social

Fuente: Elaboración propia

Fecha: 11 de junio del 2019



Obras temporáneas realizadas por la comunidad

Fuente: Elaboración propia


Fecha: 11 de junio del 2019

Anexo B: Mapas de microcuenca La Barranca

- 1- Zona de Interés
- 2- Parteaguas Microcuenca La Barranca
- 3- Superficie TIN Microcuenca La Barranca
- 4- Mapa de Pendientes Microcuenca La Barranca
- 5- Coeficiente de Escorrentía Microcuenca La Barranca

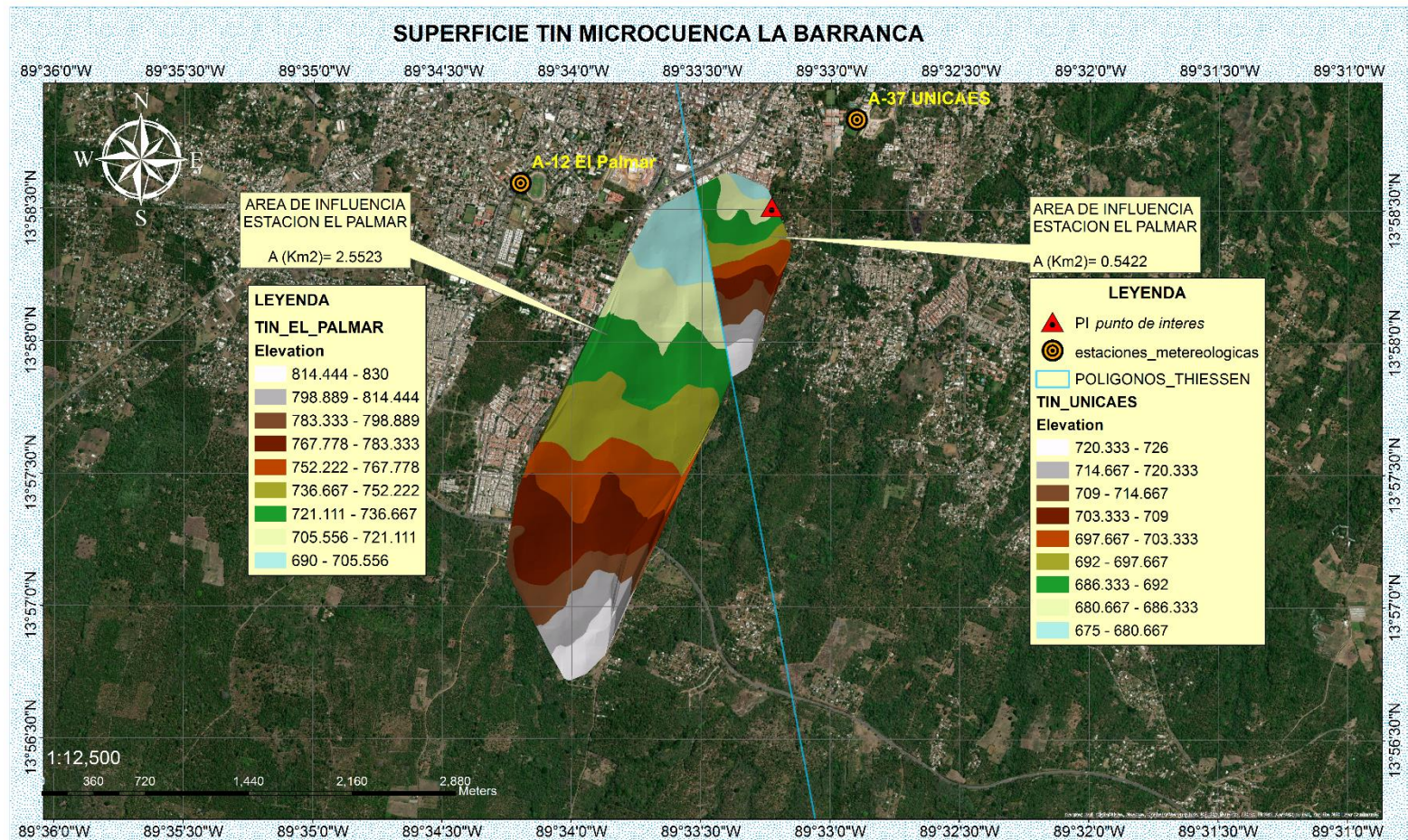
TERRENO DE ESTUDIO.




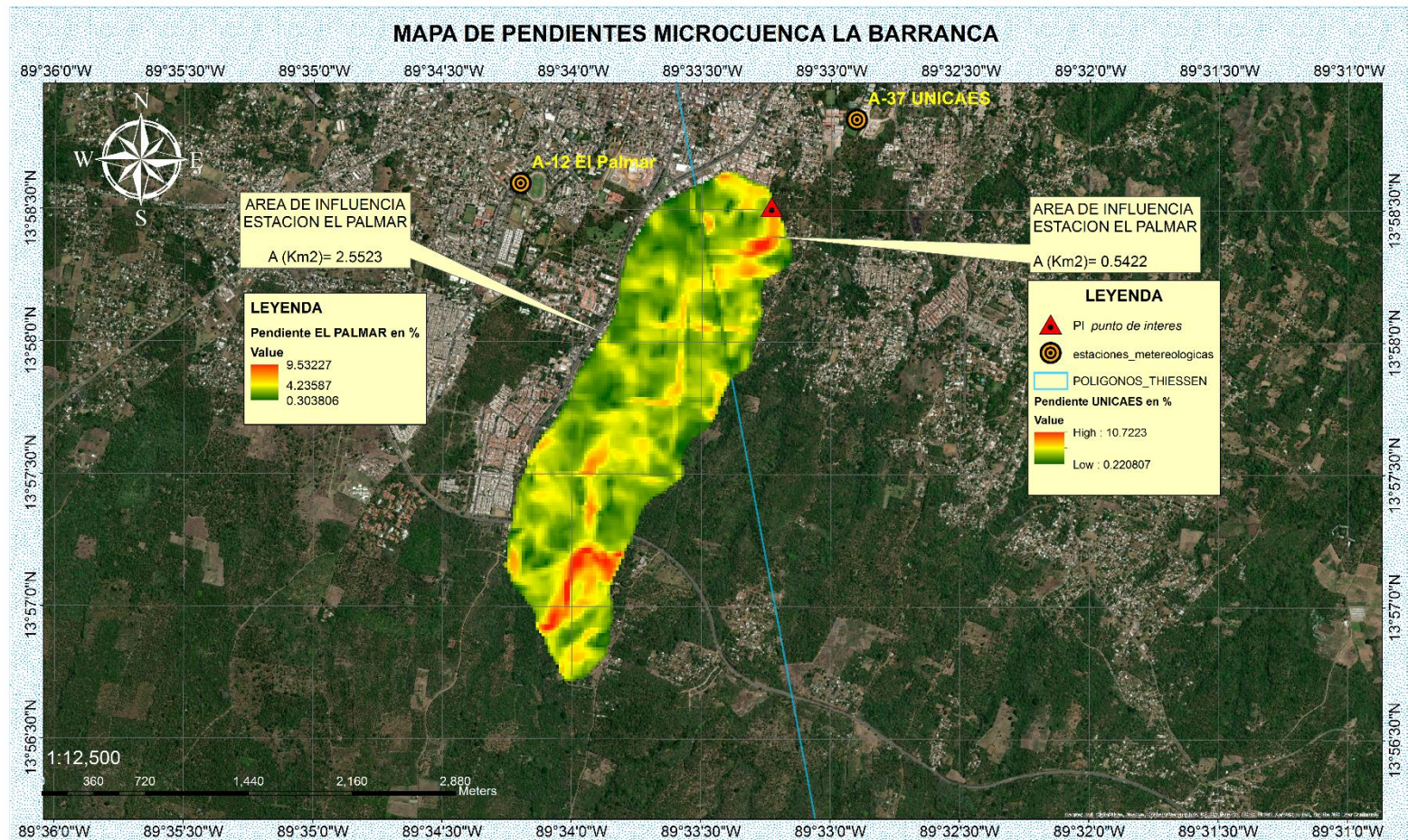
	<p>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA fecha: Agosto 2019</p>	<p>Docente Director: Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez presentan: Díaz Peraza Roberto Esau. Hernández Molina Cristian Iván. Mestizo Melendez Josue Daniel.</p>	<p>Nombre del proyecto: "DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA"</p>
---	--	---	---




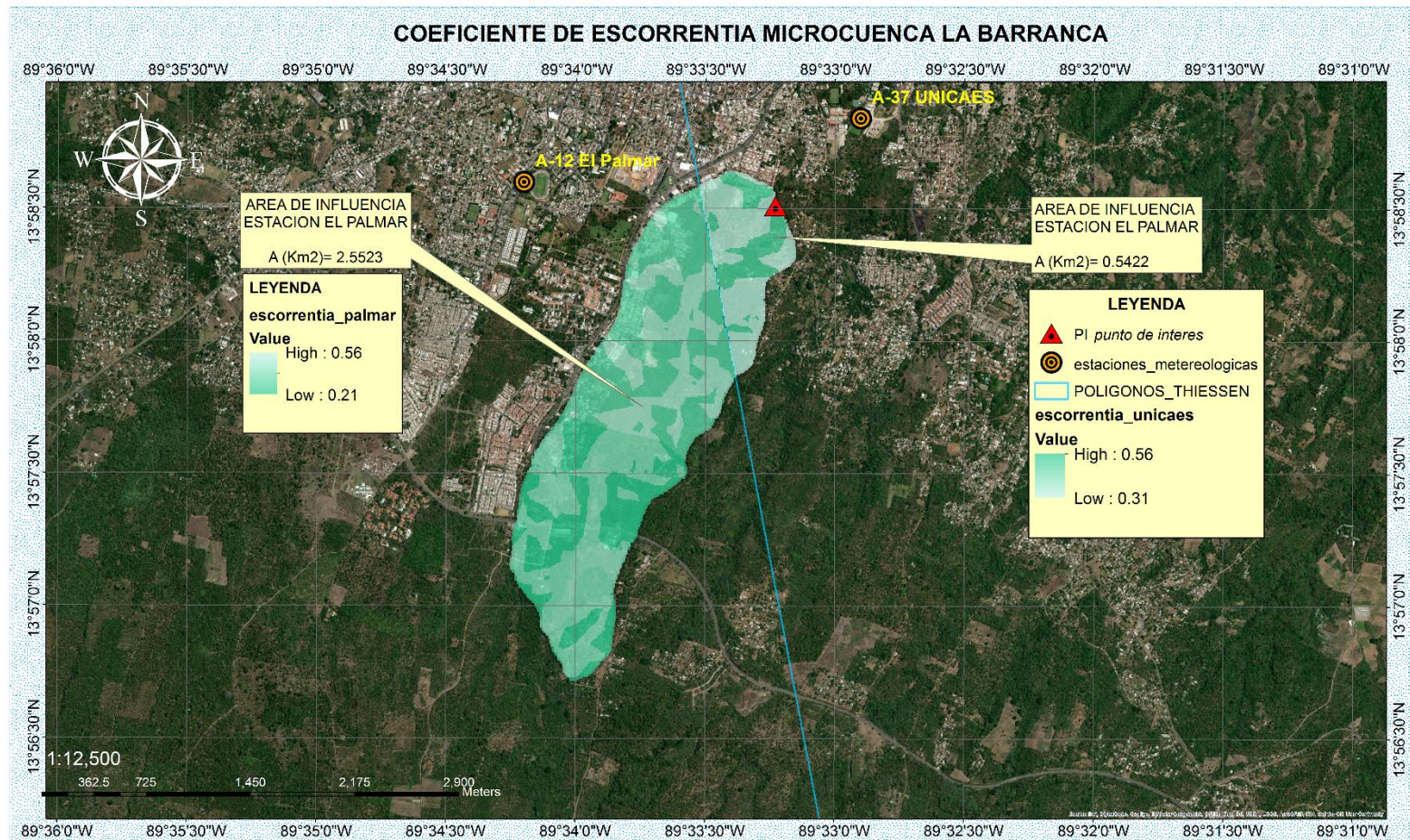
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA fecha: Agosto 2019	Docente Director: Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez presentan: Díaz Peraza Roberto Esaú. Hernández Molina Cristian Iván. Mestizo Melendez Josue Daniel.	Nombre del proyecto: "DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA"
---	--	--




	UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA fecha: Agosto 2019	Docente Director: Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez presentan: Díaz Peraza Roberto Esau. Hernández Molina Cristian Iván. Mestizo Melendez Josue Daniel.	Nombre del proyecto: "DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA"



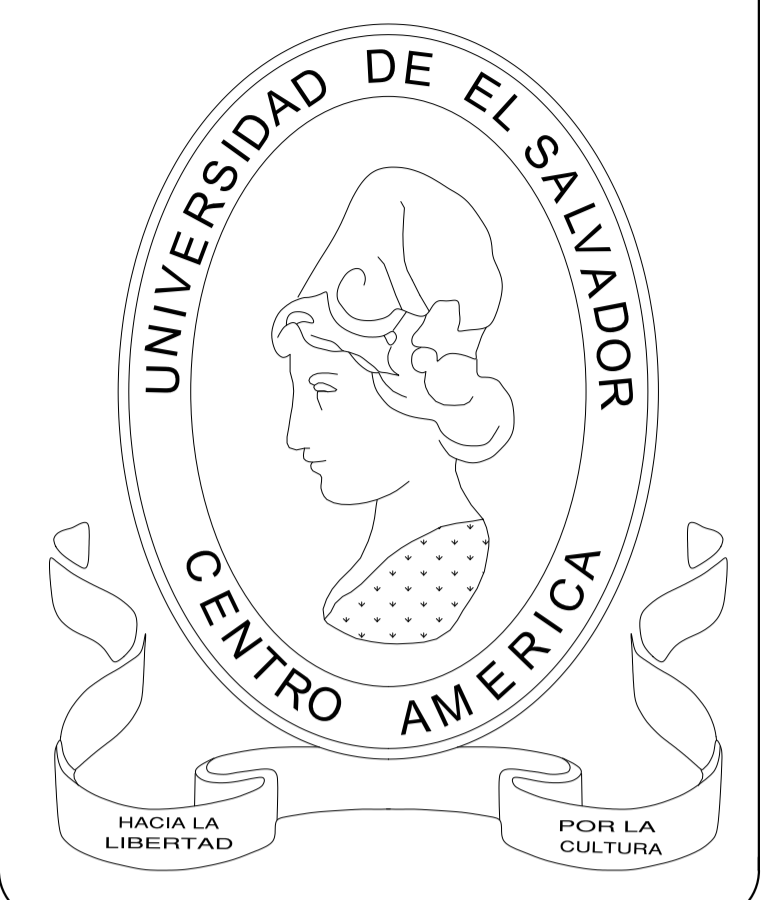
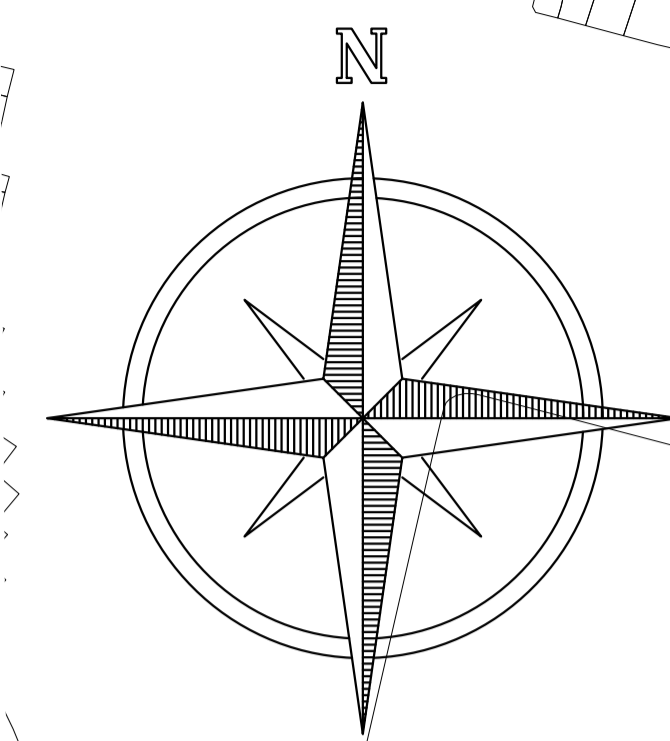
	<p>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA fecha: Agosto 2019</p>	<p>Docente Director: Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez presentan: Díaz Peraza Roberto Esau. Hernández Molina Cristian Iván. Mestizo Melendez Josue Daniel.</p>	<p>Nombre del proyecto: "DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA"</p>
---	---	--	--



	<p>UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA fecha: Agosto 2019</p>	<p>Docente Director: Ing. Raúl Ernesto Martínez Bermúdez presentan: Díaz Peraza Roberto Esau. Hernández Molina Cristian Iván. Mestizo Melendez Josue Daniel.</p>	<p>Nombre del proyecto: "DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA"</p>
---	---	--	--

Anexo C: Planos

- 1- Plano de Ubicación
- 2- Planta Topográfica
- 3- Perfiles Longitudinales
- 4- Secciones Transversales
- 5- Secciones Transversales
- 6- Planta de Obras Propuestas
- 7- Detalles



PROYECTO:
 DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA

UBICACION:
 URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, SANTA ANA

PROPIETARIO:
 ADESCO URBANIZACION JARDINES DEL ROCÍO

CONTENIDO:
 PLANO DE UBICACION DEL PROYECTO

ESCALA:
 SIN ESCALA

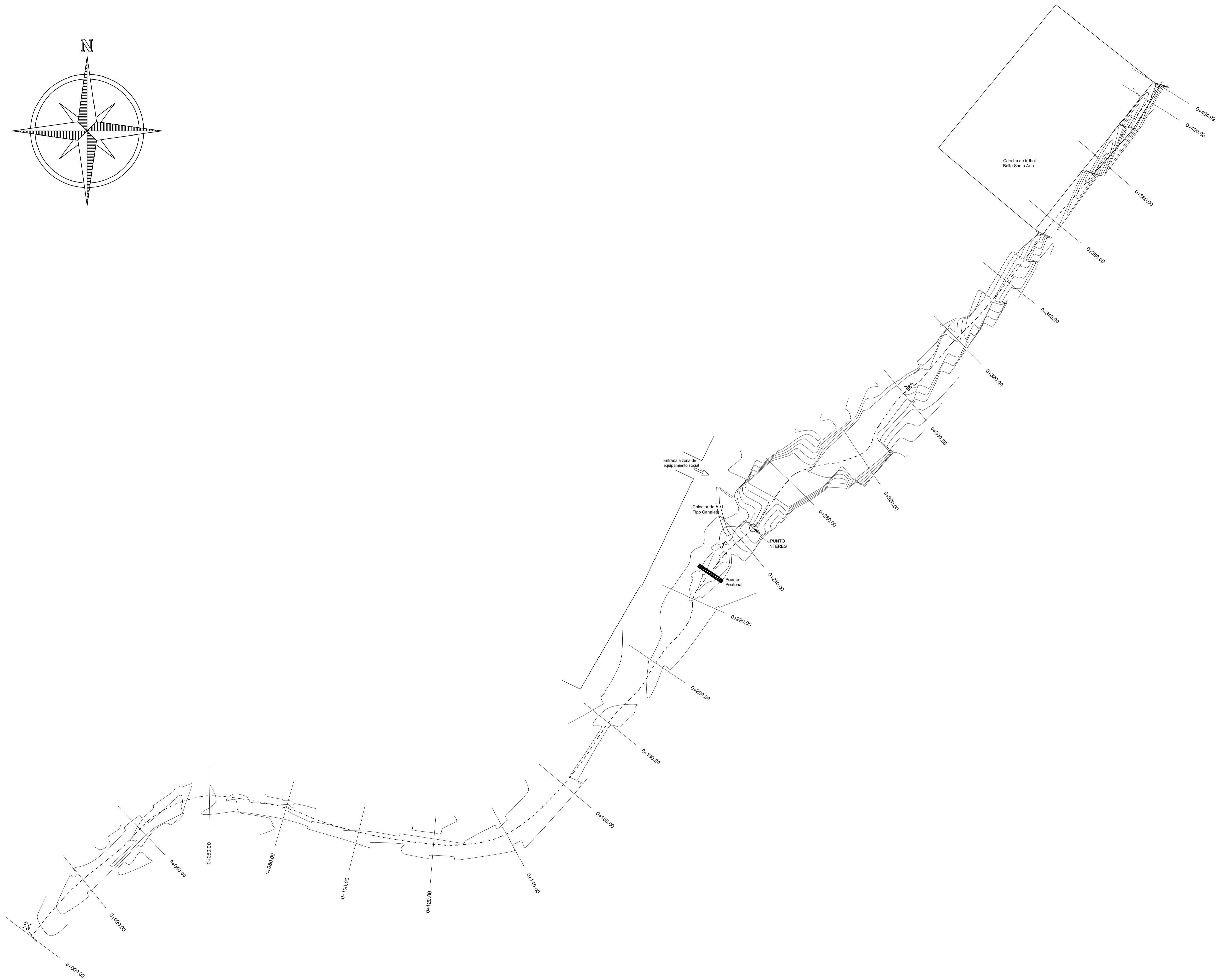
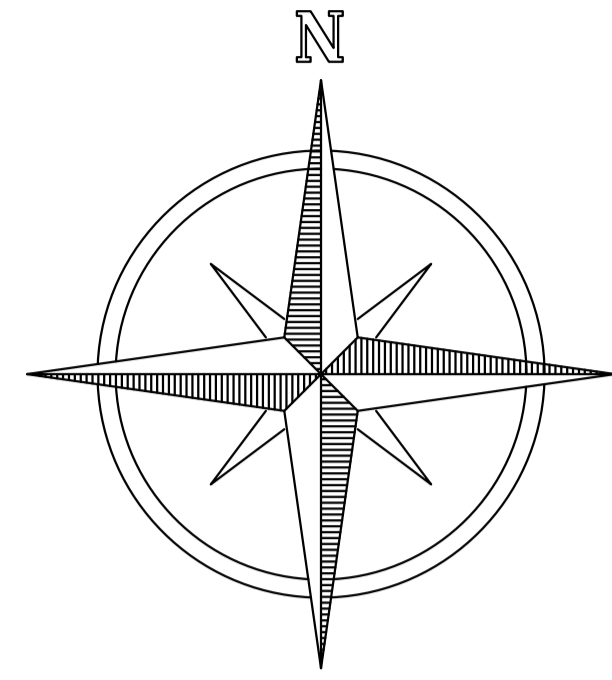
FECHA:
 SEPTIEMBRE, 2019

DOCENTE ASESOR:
 ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMUDEZ

PRESENTA:
 BR. DÍAZ PERAZA ROBERTO ESAÚ
 BR. HERNÁNDEZ MOLINA CRISTIAN IVÁN
 BR. MESTIZO MELÉNDEZ JOSUÉ DANIEL

HOJA:
 1/7

SELLOS:



PROYECTO:

DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA

UBICACION:

URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, SANTA ANA

PROPIETARIO:

ADESCO URBANIZACION JARDINES DEL ROCÍO

CONTENIDO:

PLANTA TOPOGRÁFICA

ESCALA:

1:500

FECHA:

SEPTIEMBRE, 2019

DOCENTE ASESOR:

ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMUDEZ

PRESENTA:

BR. DÍAZ PERAZA ROBERTO ESAÚ
BR. HERNÁNDEZ MOLINA CRISTIAN IVÁN
BR. MESTIZO MELÉNDEZ JOSUÉ DANIEL

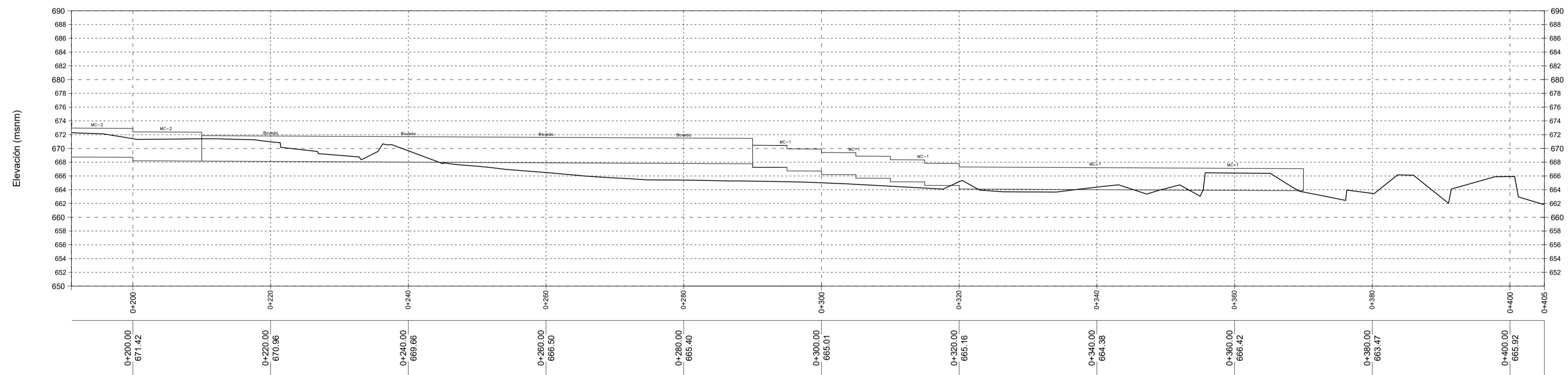
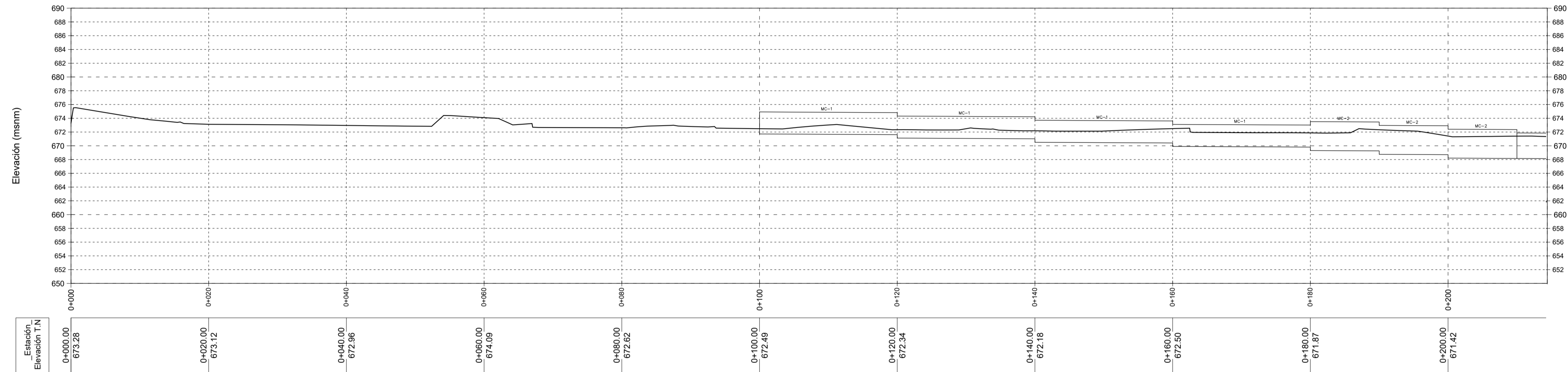
HOJA:

2/7

SELLOS:

PERFIL LONGITUDINAL EJE TERRENO NATURAL
CON PROYECCION DE OBRAS

Perfil Longitudinal: Quebrada La Barranca
Escala = V: 1000, H: 1000



PROYECTO:
DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA

UBICACION:
URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, SANTA ANA

PROPIETARIO:
ADESCO URBANIZACION JARDINES DEL ROCIO

CONTENIDO:
PERFIL LONGITUDINAL EJE CON PROYECCION DE OBRAS

ESCALA:
1:400

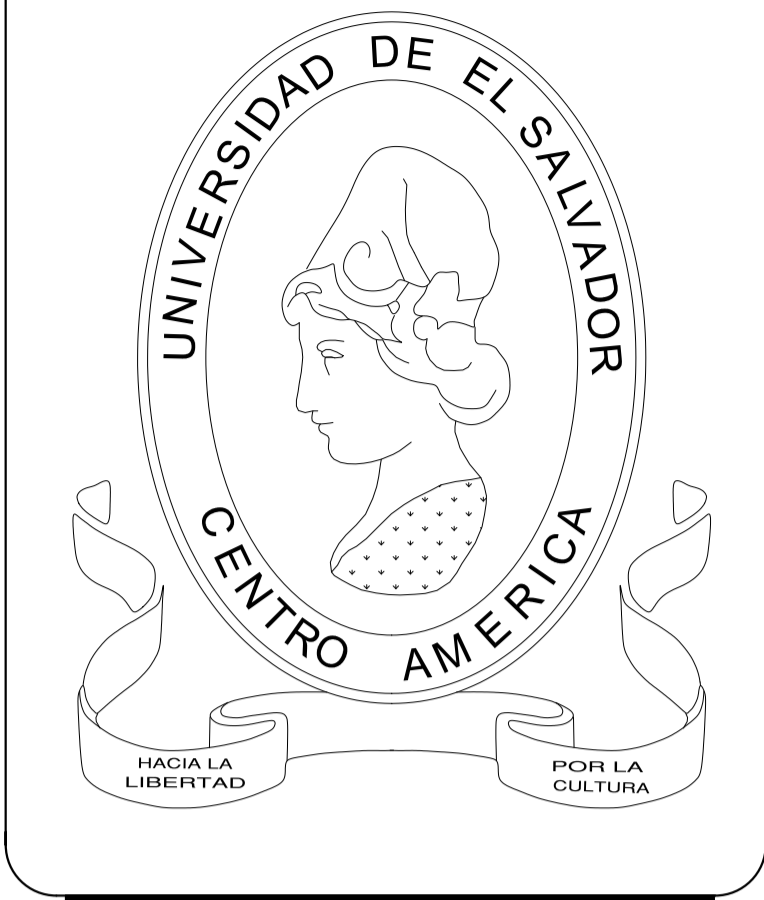
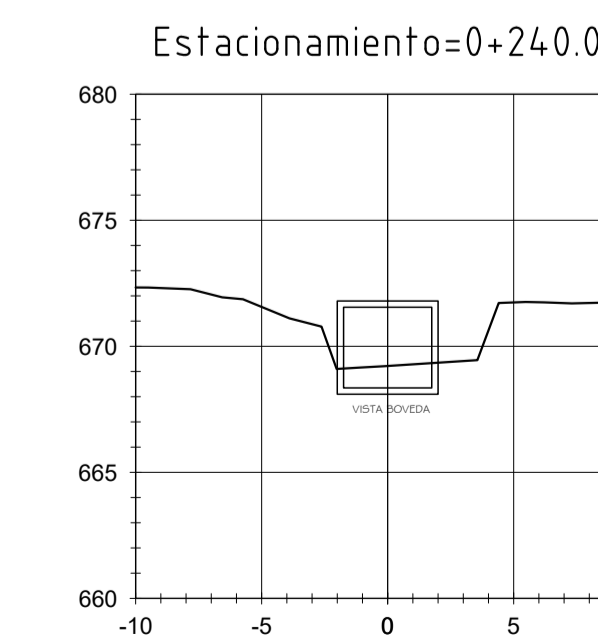
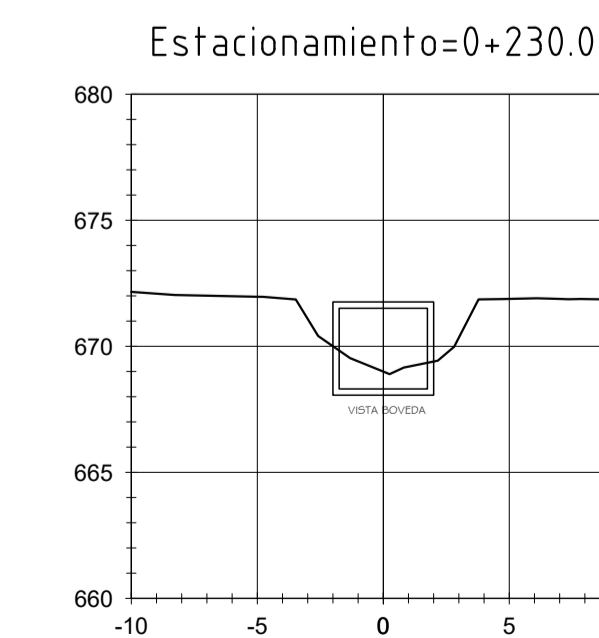
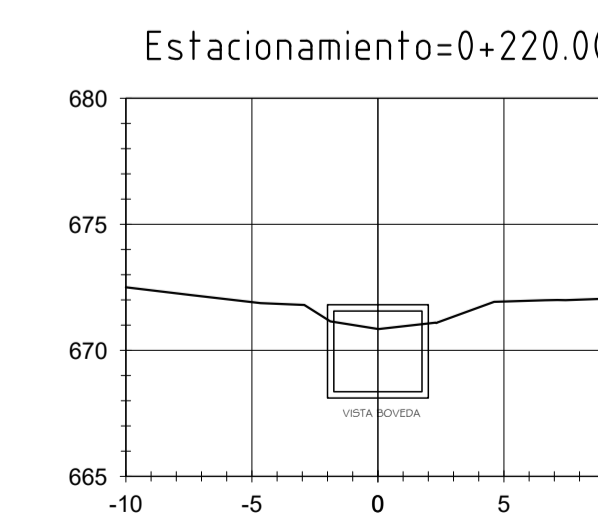
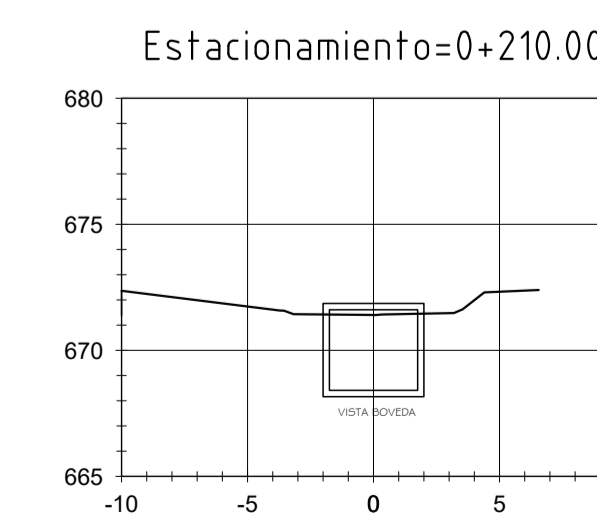
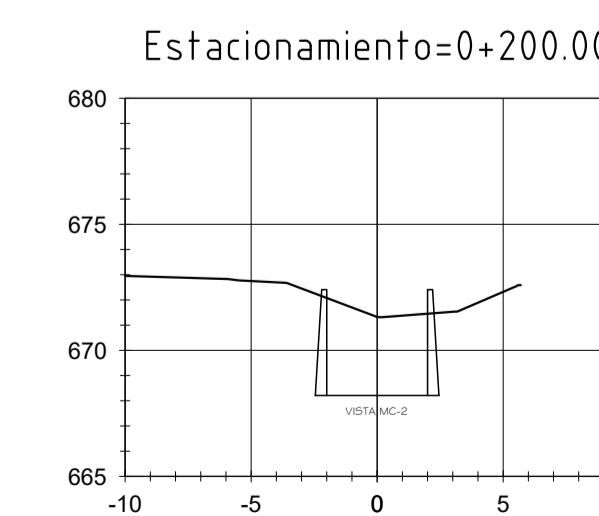
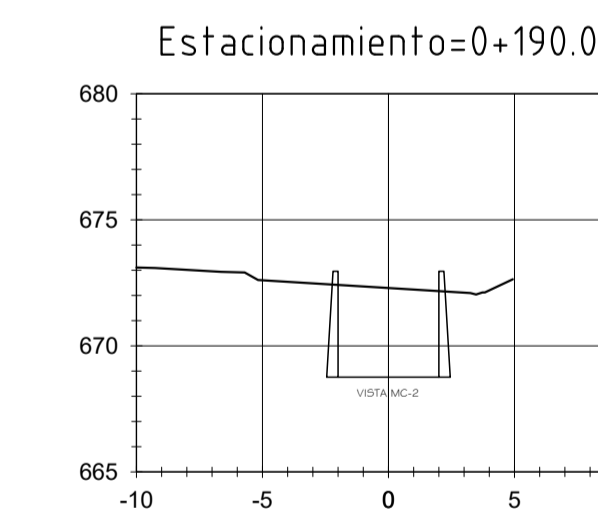
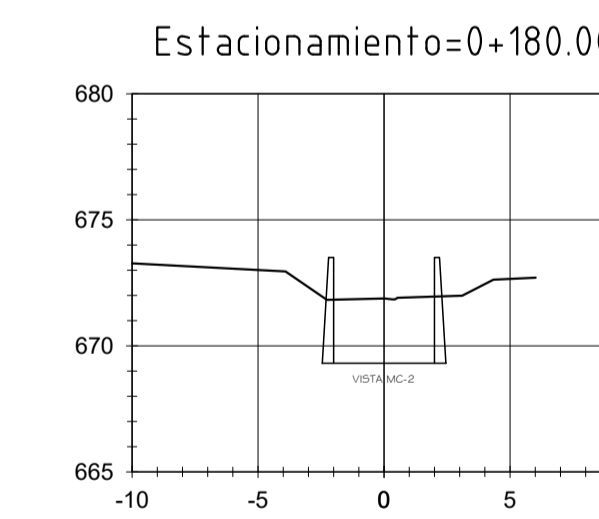
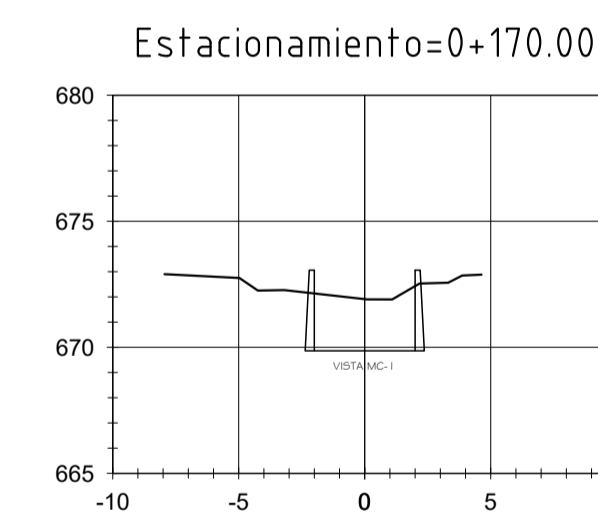
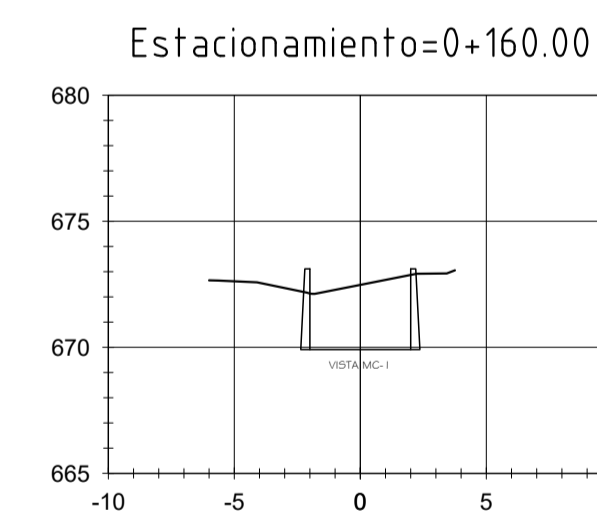
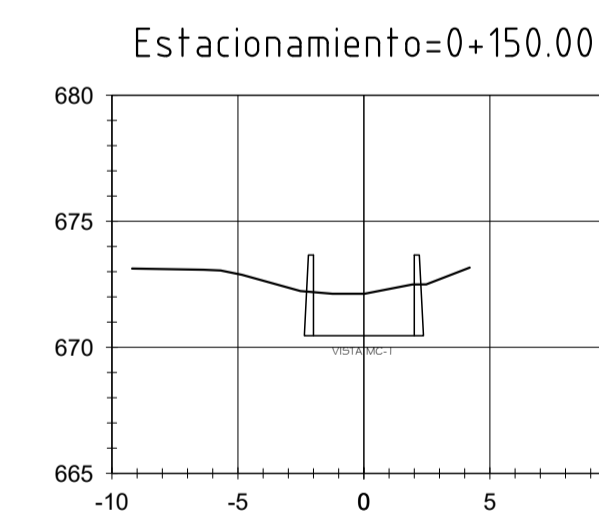
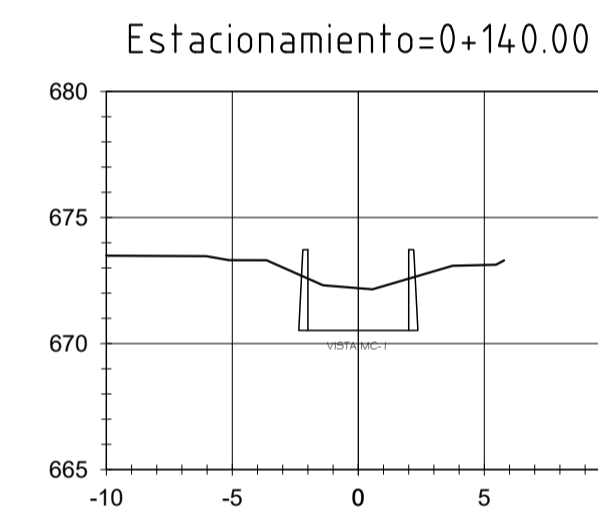
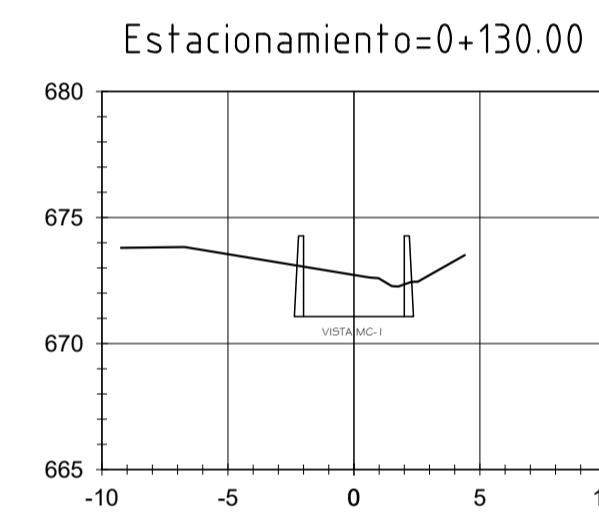
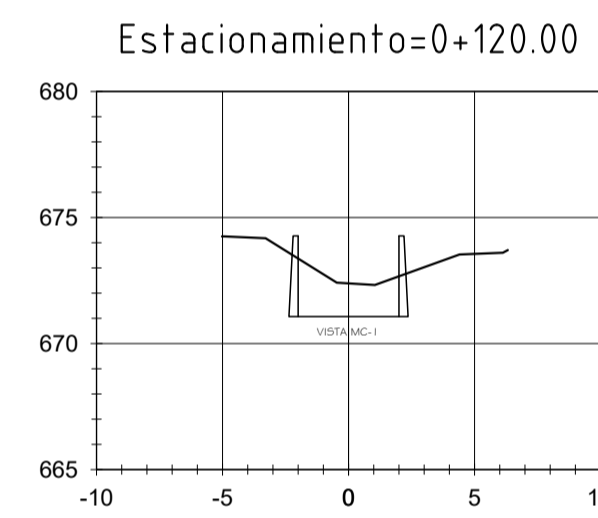
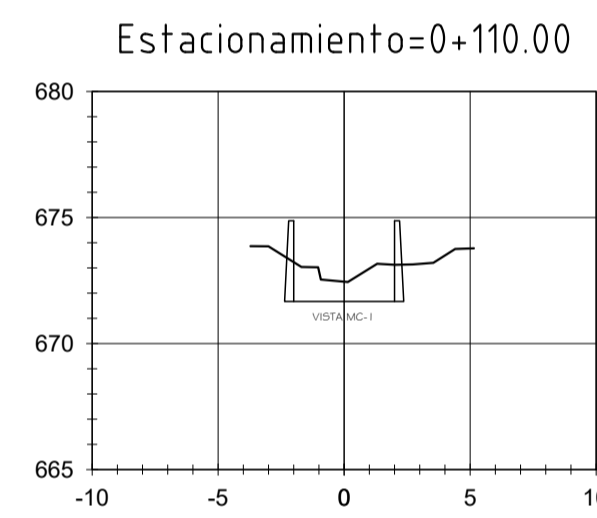
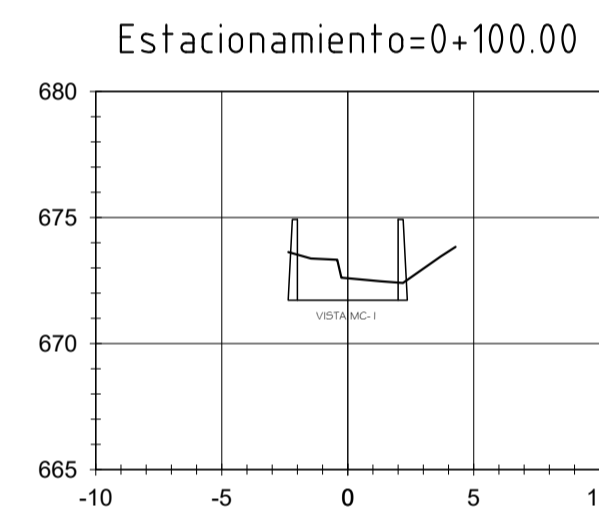
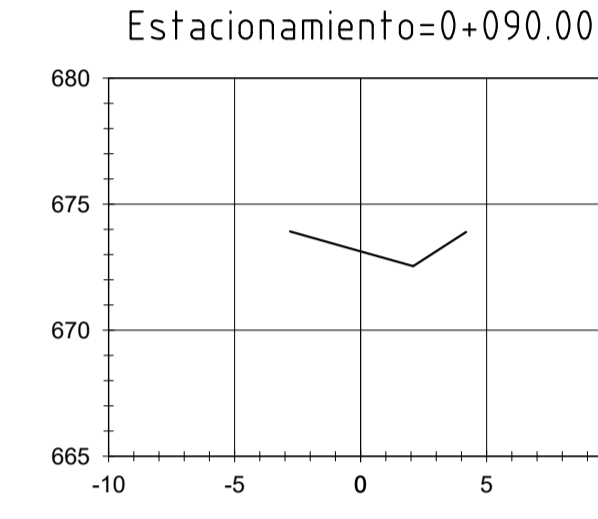
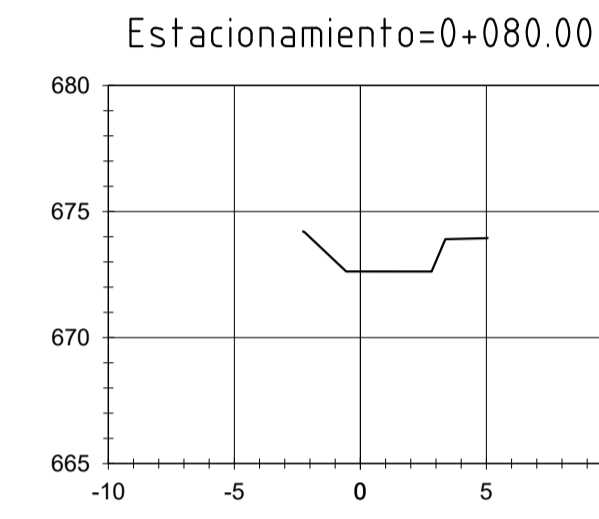
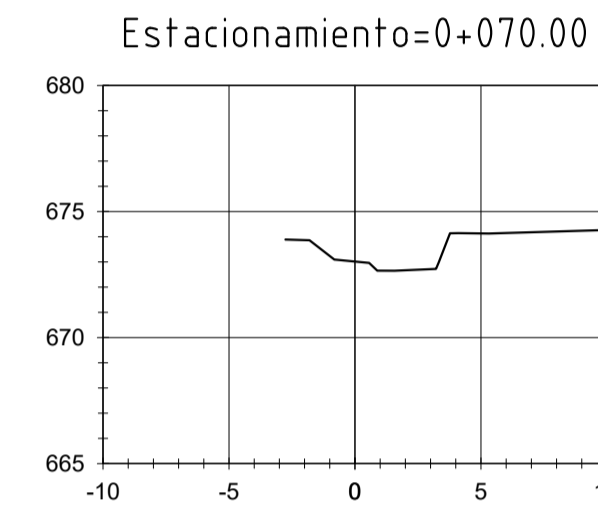
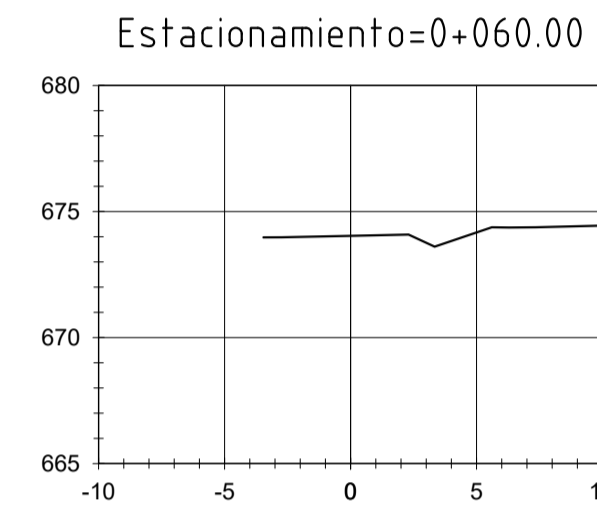
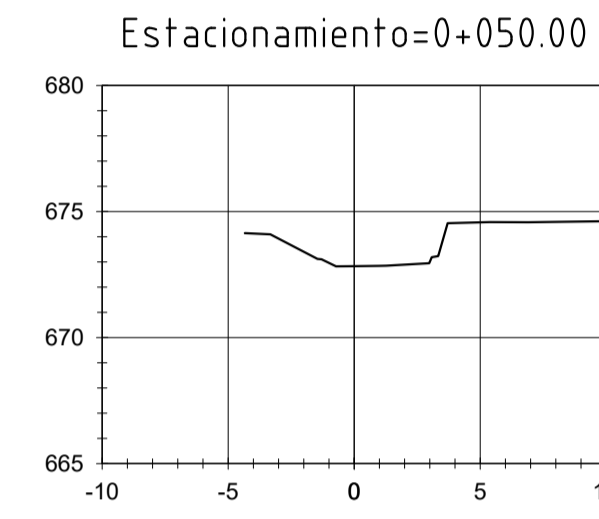
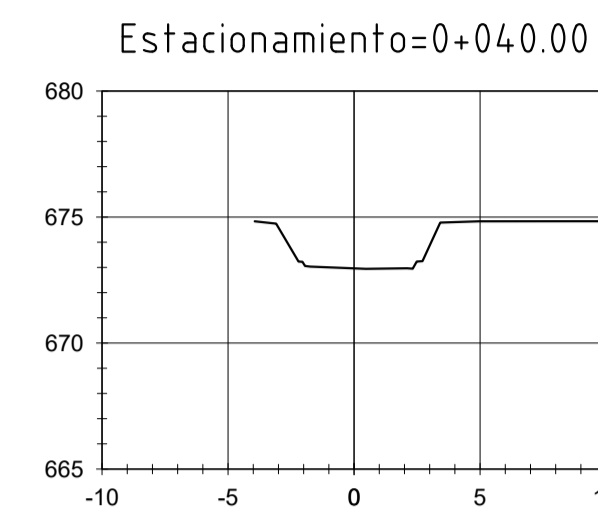
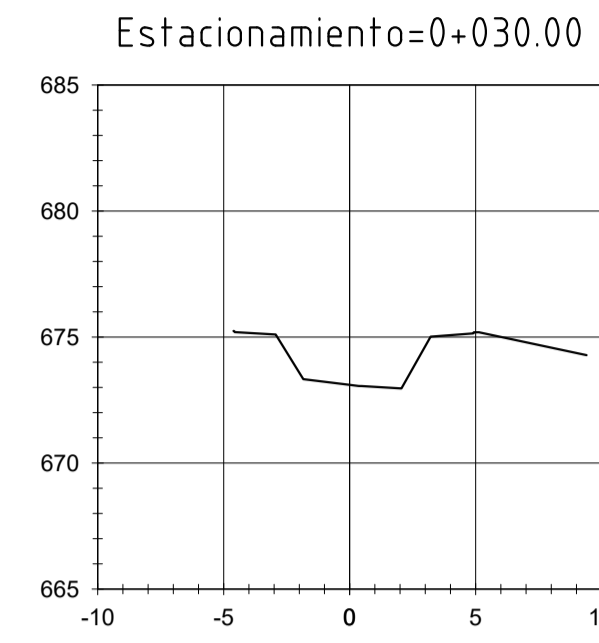
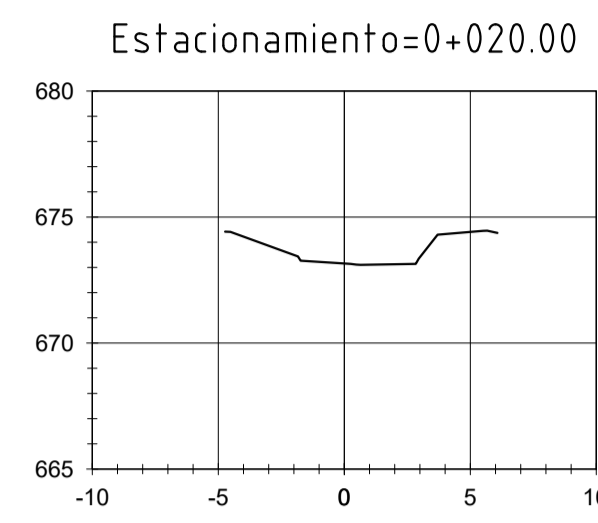
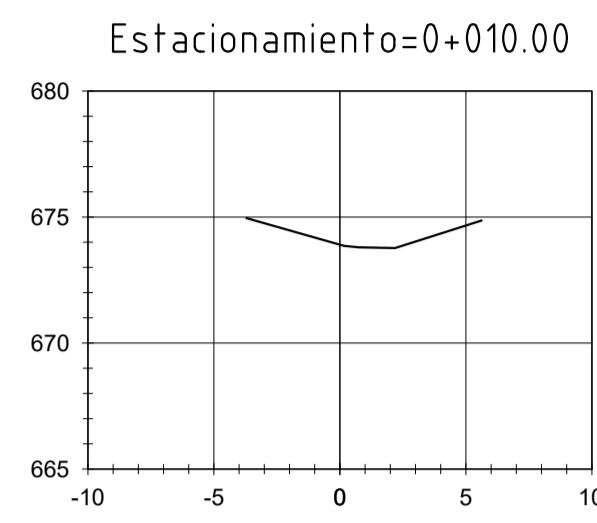
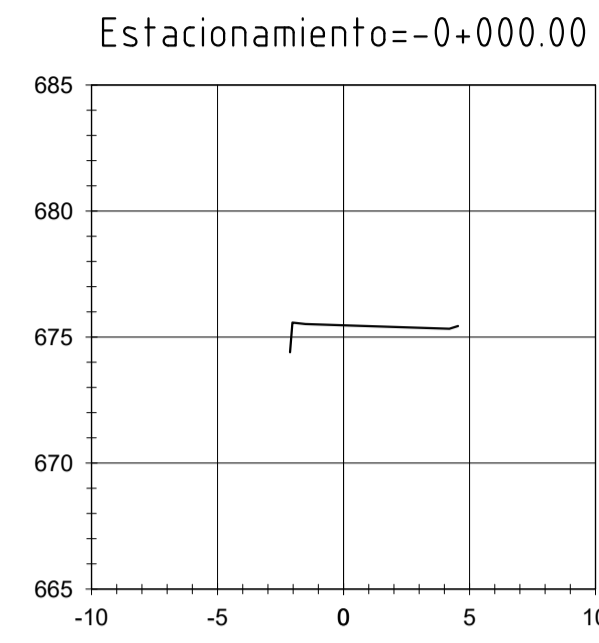
FECHA:
SEPTIEMBRE, 2019

DOCENTE ASESOR:
ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMUDEZ

PRESENTA:
BR. DÍAZ PERAZA ROBERTO ESAÚ
BR. HERNÁNDEZ MOLINA CRISTIAN IVÁN
BR. MESTIZO MELÉNDEZ JOSUÉ DANIEL

HOJA:
3/7

SELLOS:



PROYECTO:
 DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA

UBICACION:
 URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, SANTA ANA

PROPIETARIO:
 ADESCO URBANIZACION JARDINES DEL ROCÍO

CONTENIDO:
 SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA:
 1:300

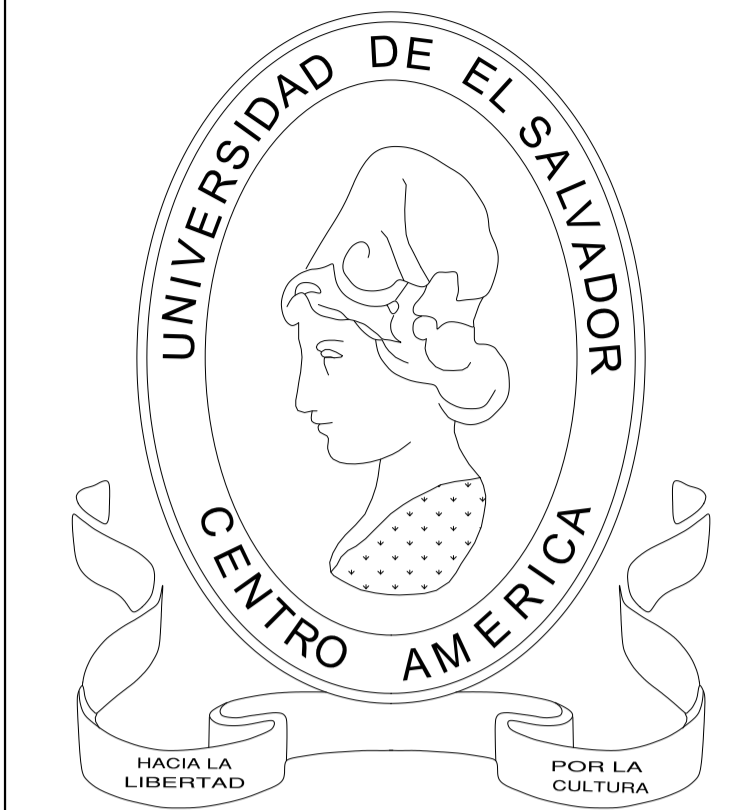
FECHA:
 SEPTIEMBRE, 2019

DOCENTE ASESOR:
 ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMEDEZ

PRESENTA:
 BR. DÍAZ PERAZA ROBERTO ESAÚ
 BR. HERNÁNDEZ MOLINA CRISTIAN IVÁN
 BR. MESTIZO MELÉNDEZ JOSUÉ DANIEL

HOJA:
 4/7

SELLOS:



PROYECTO:
 DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA

UBICACION:
 URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, SANTA ANA

PROPIETARIO:
 ADESCO URBANIZACION JARDINES DEL ROCÍO

CONTENIDO:
 SECCIONES TRANSVERSALES

ESCALA:
 1:300

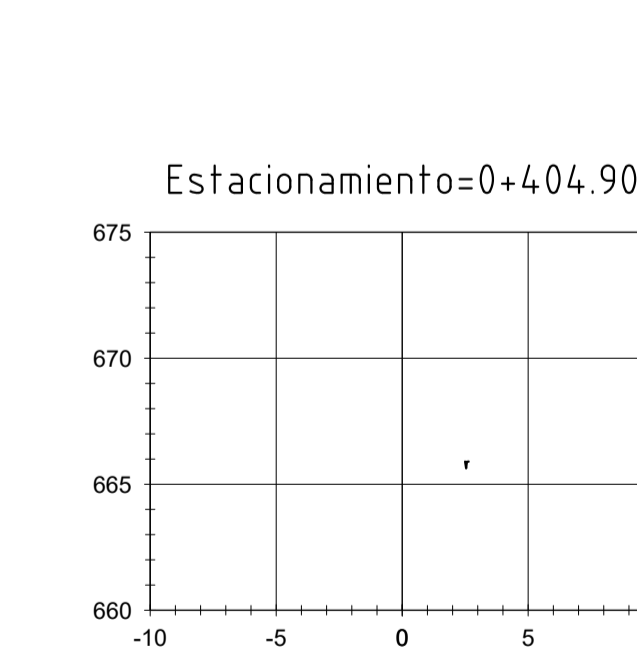
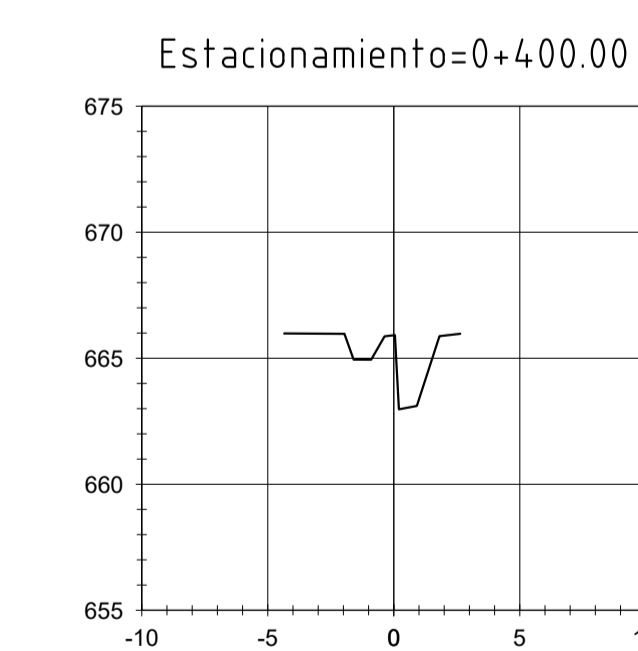
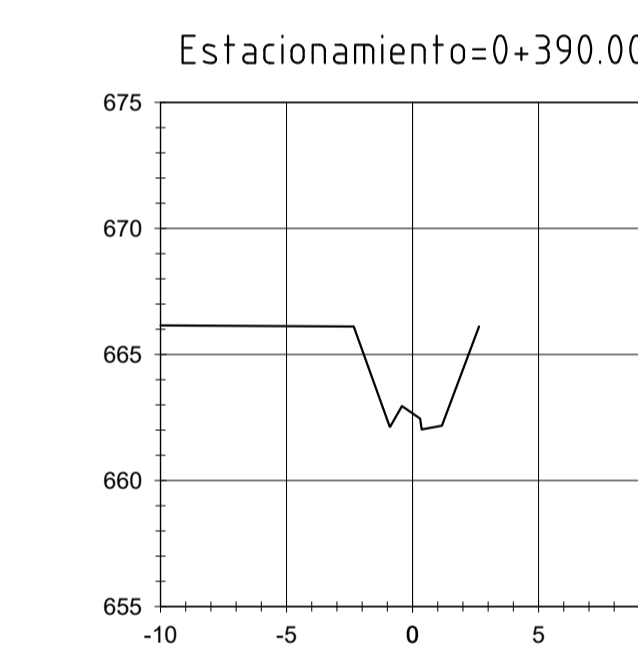
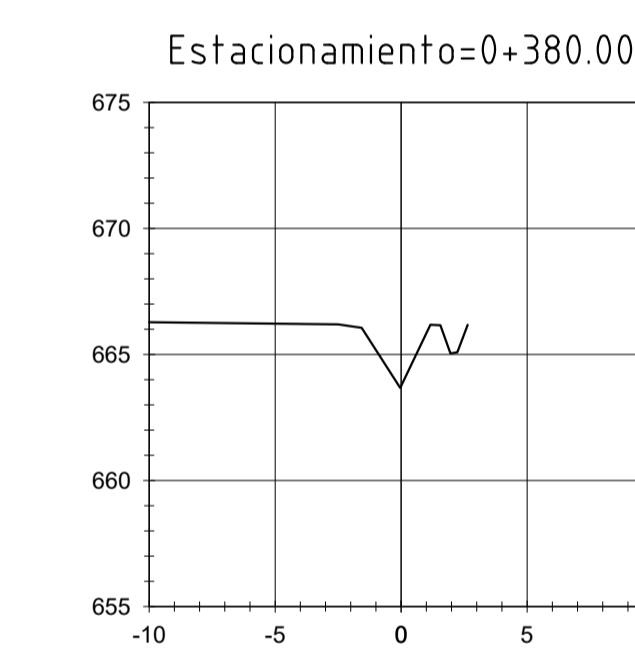
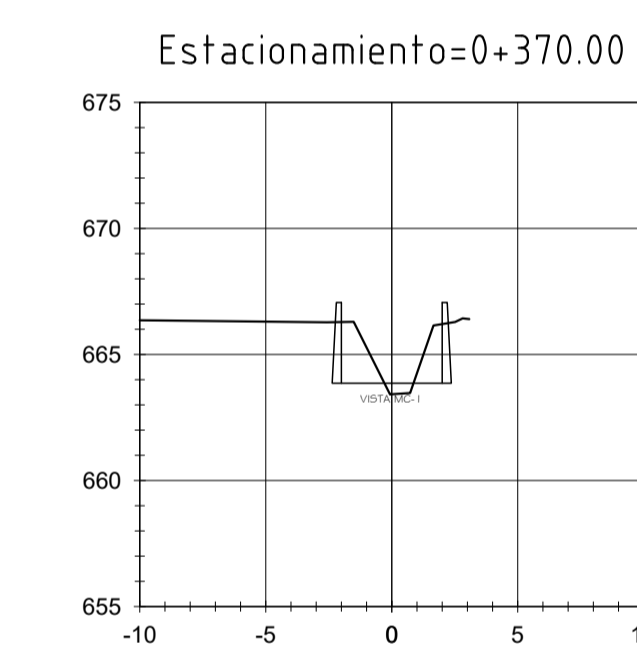
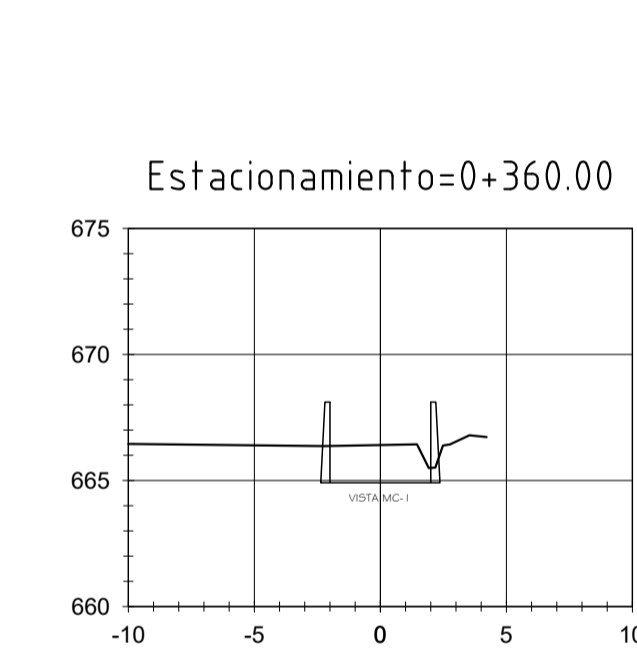
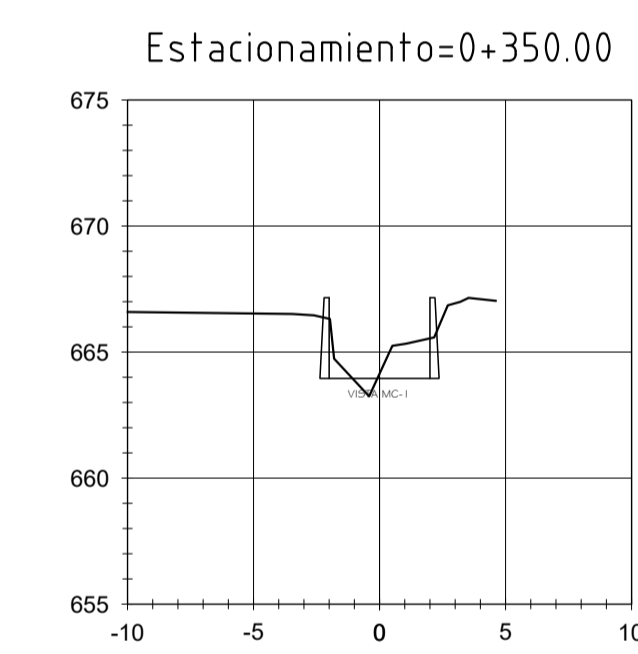
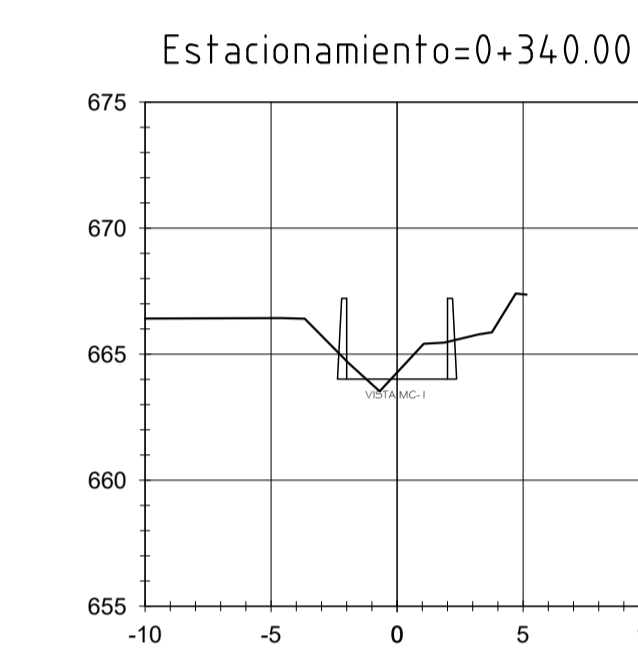
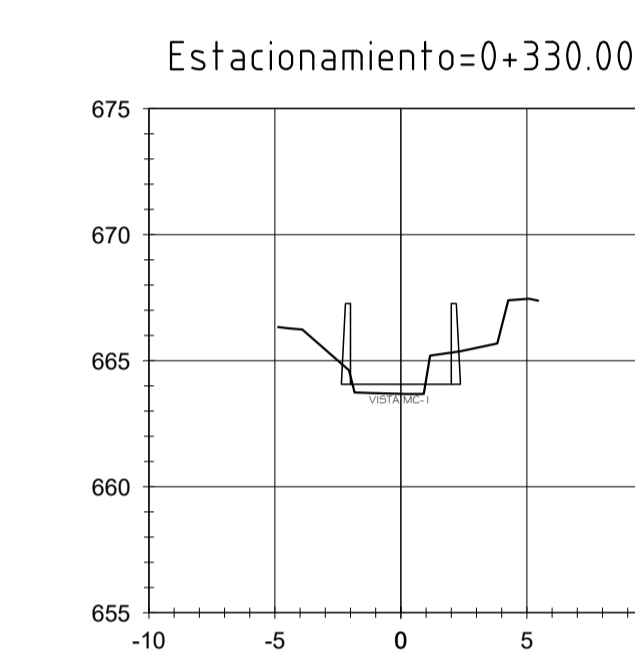
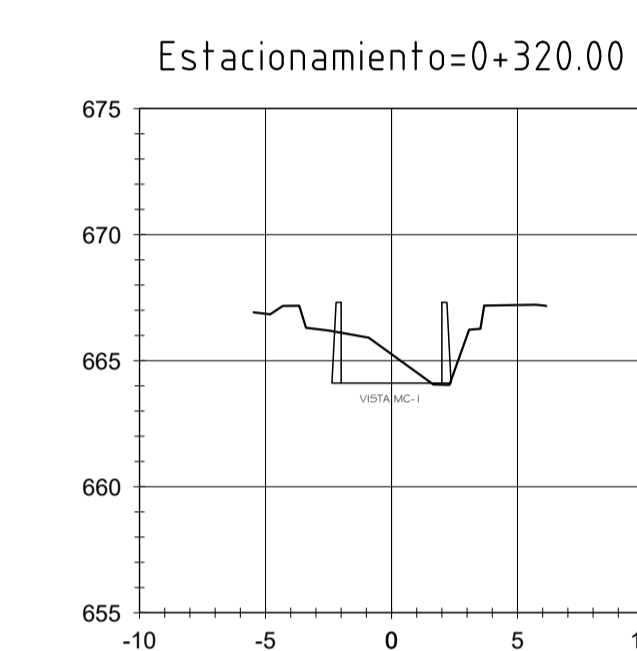
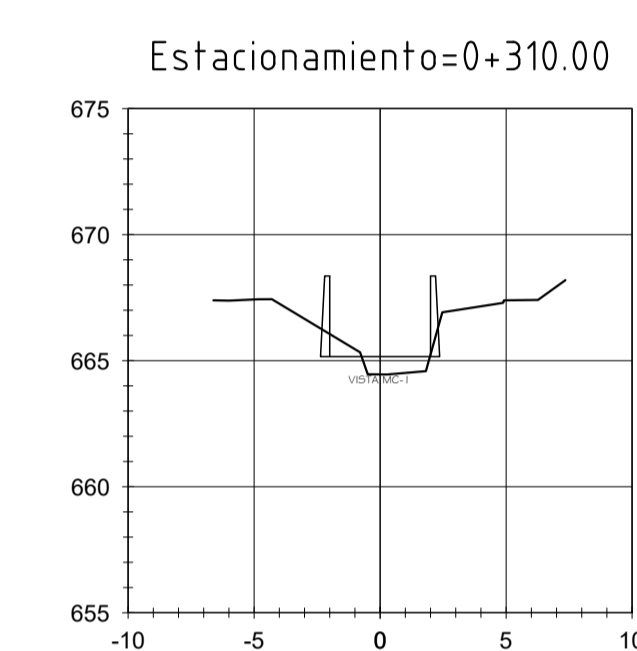
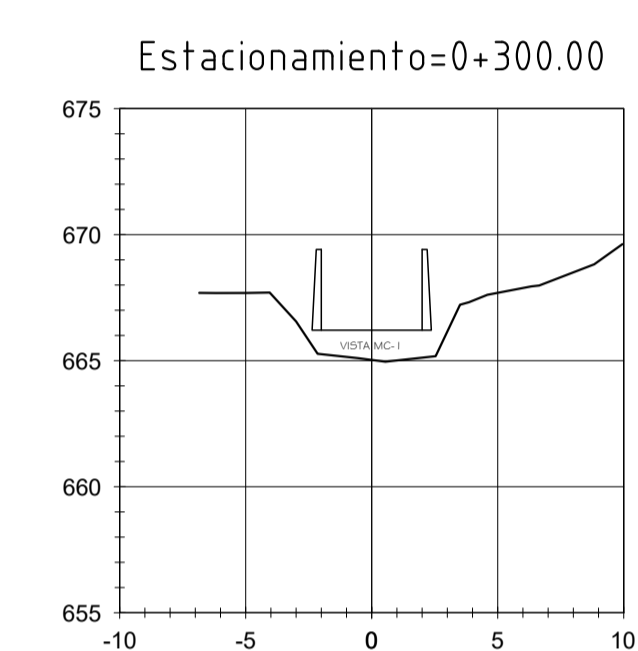
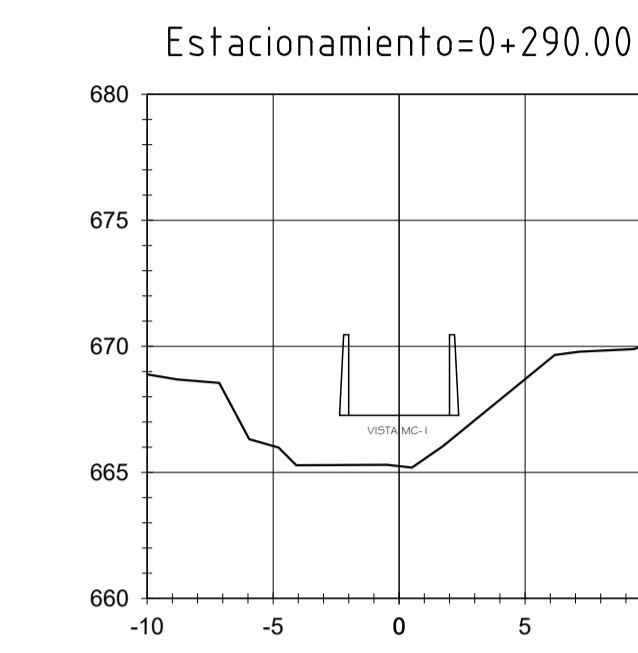
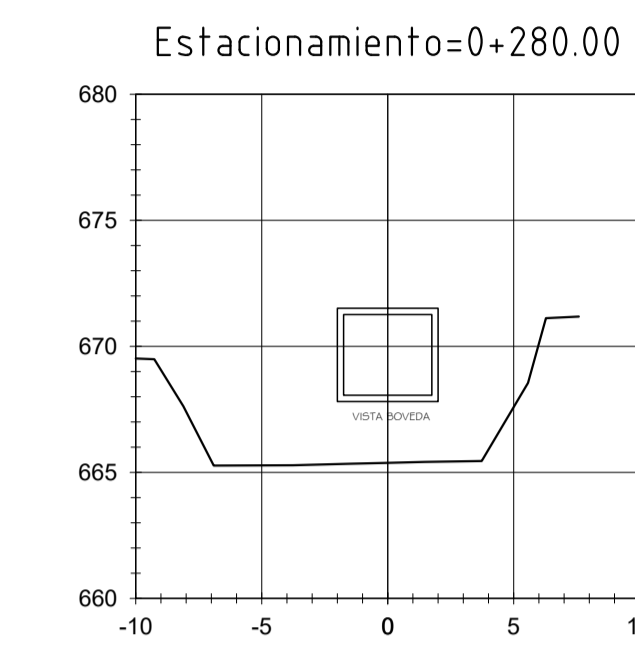
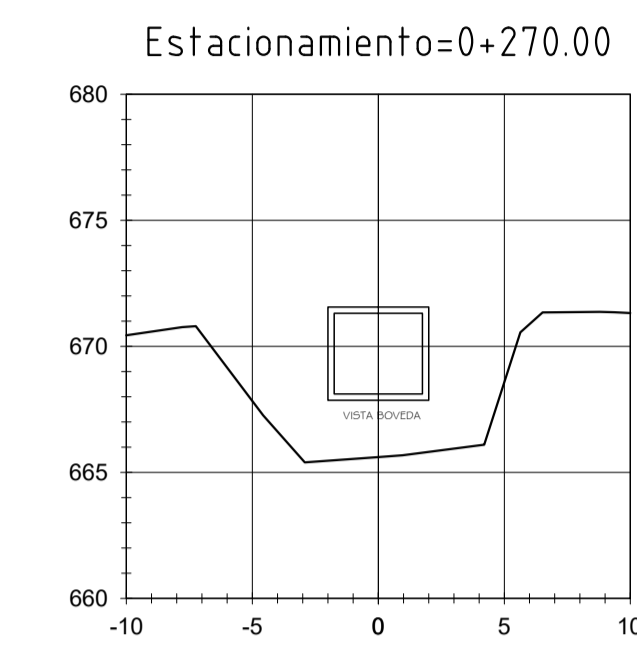
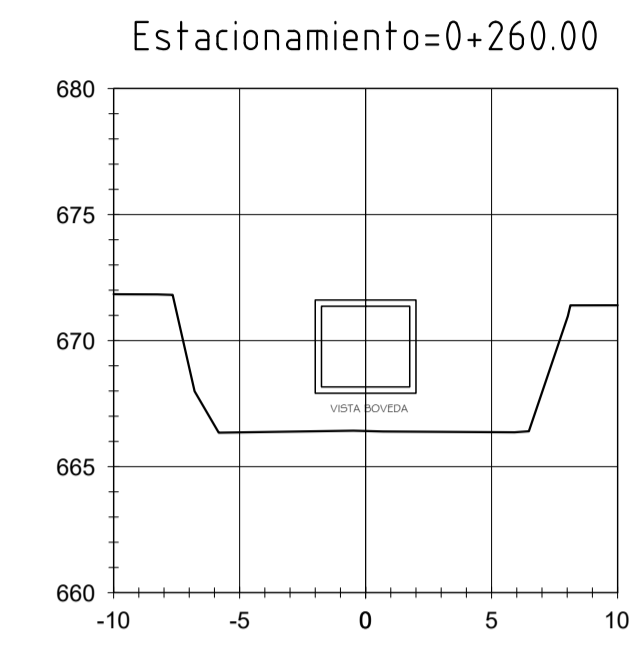
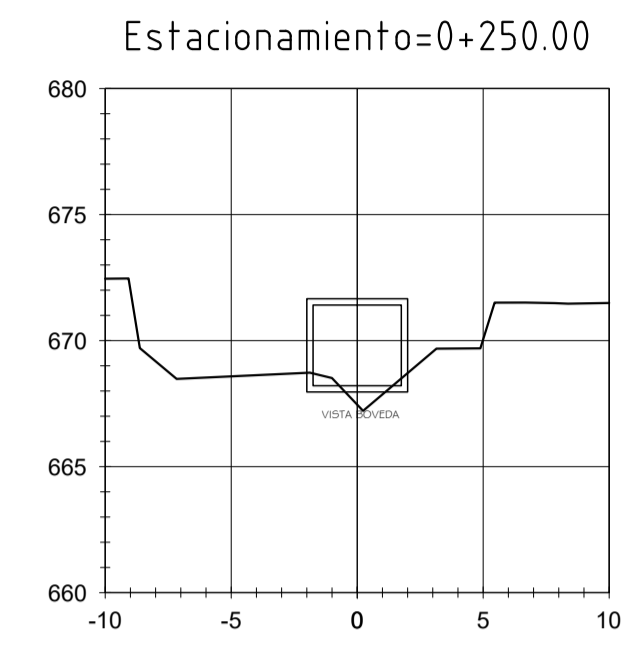
FECHA:
 SEPTIEMBRE, 2019

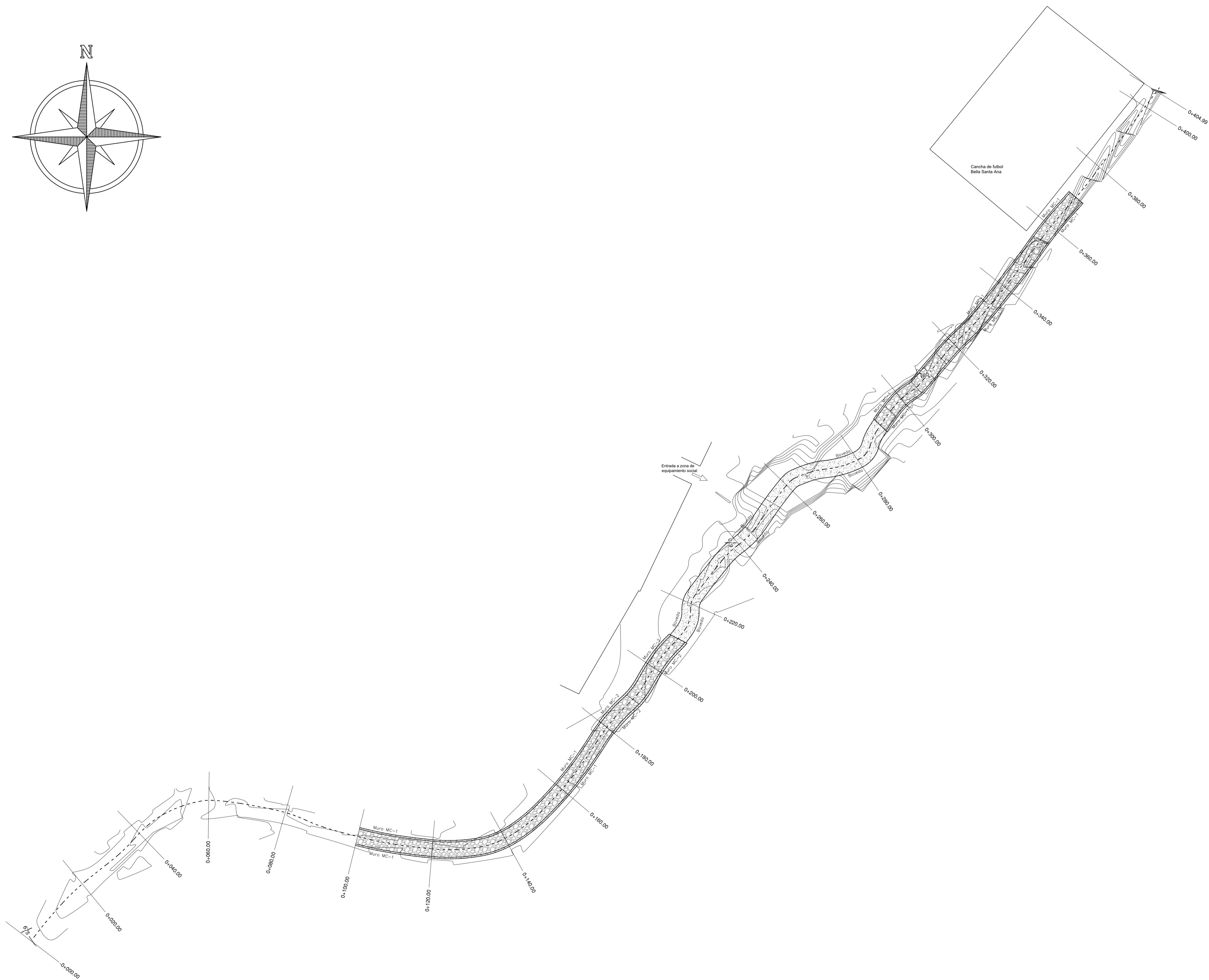
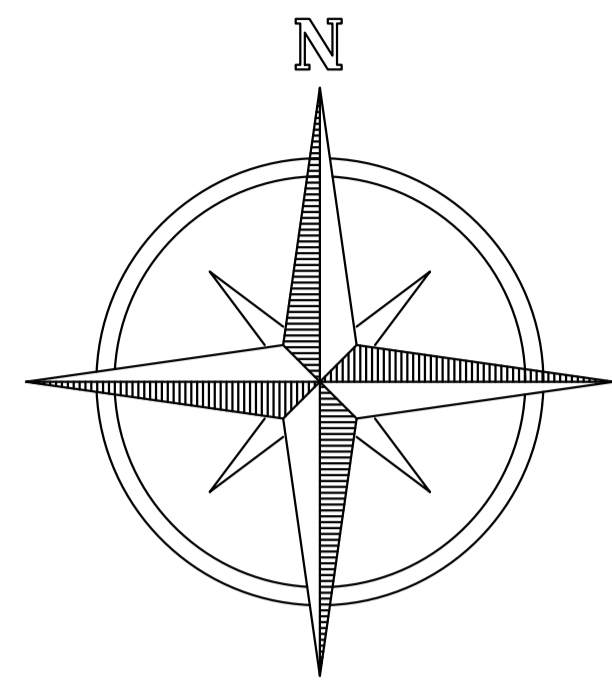
DOCENTE ASESOR:
 ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMUDEZ

PRESENTA:
 BR. DÍAZ PERAZA ROBERTO ESAÚ
 BR. HERNÁNDEZ MOLINA CRISTIAN IVÁN
 BR. MESTIZO MELÉNDEZ JOSUÉ DANIEL

HOJA:
 5/7

SELLOS:





PROYECTO:

DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA

UBICACION:

URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, SANTA ANA

PROPIETARIO:

ADESCO URBANIZACION JARDINES DEL ROCIO

CONTENIDO:

OBRAS PROPUESTAS EN PLANTA

ESCALA:

1:500

FECHA:

SEPTIEMBRE, 2019

DOCENTE ASESOR:

ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMUDEZ

PRESENTA:

BR. DÍAZ PERAZA ROBERTO ESAÚ
BR. HERNÁNDEZ MOLINA CRISTIAN IVÁN
BR. MESTIZO MELÉNDEZ JOSUÉ DANIEL

HOJA:

6/7

SELLOS:



PROYECTO:

DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN Y PROTECCIÓN EN LA ZONA DE EQUIPAMIENTO SOCIAL DE URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, DEPARTAMENTO DE SANTA ANA

UBICACION:

URBANIZACIÓN JARDINES DEL ROCÍO, MUNICIPIO DE SANTA ANA, SANTA ANA

PROPIETARIO:

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD MUTIDICLINARIA DE OCCIDENTE

CONTENIDO:

DETALLES CONSTRUCTIVOS

ESCALA: INDICADA

FECHA: SEPTIEMBRE, 2019

DOCENTE ASESOR:

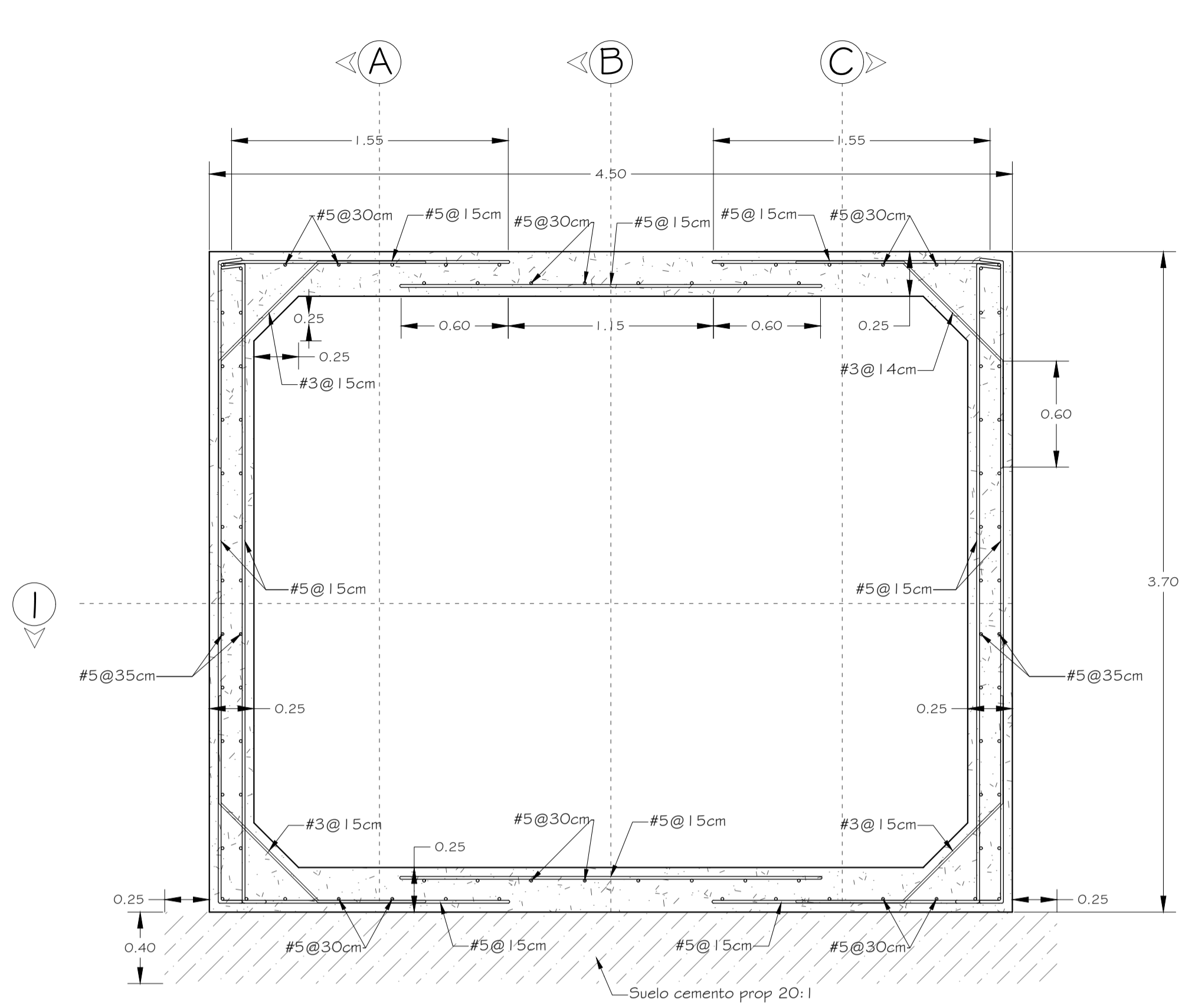
ING. RAUL ERNESTO MARTINEZ BERMEDEZ

PRESENTA:

BR. DÍAZ PERAZA ROBERTO ESAÚ
BR. HERNÁNDEZ MOLINA CRISTIAN IVÁN
BR. MESTIZO MELÉNDEZ JOSUÉ DANIEL

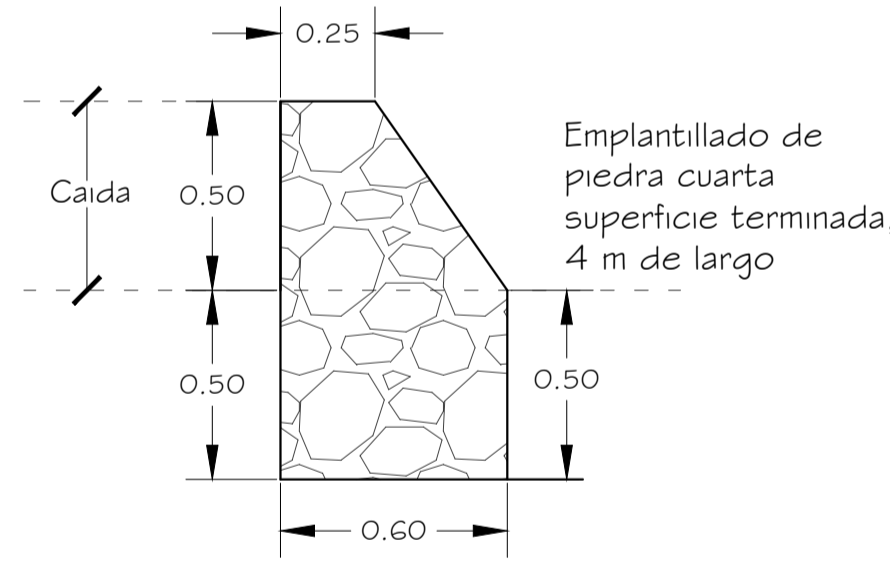
HOJA: 7/7

SELLOS:

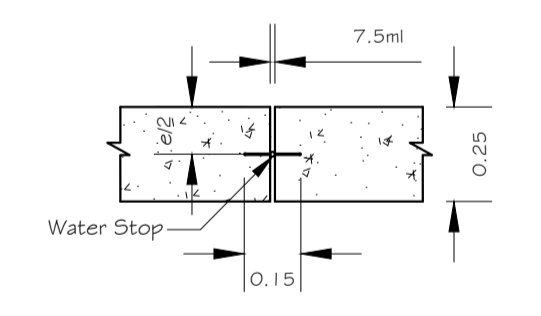


DETALLE DE GEOMETRÍA Y ARMADURÍA DE BÓVEDA
Esc. 1: 25

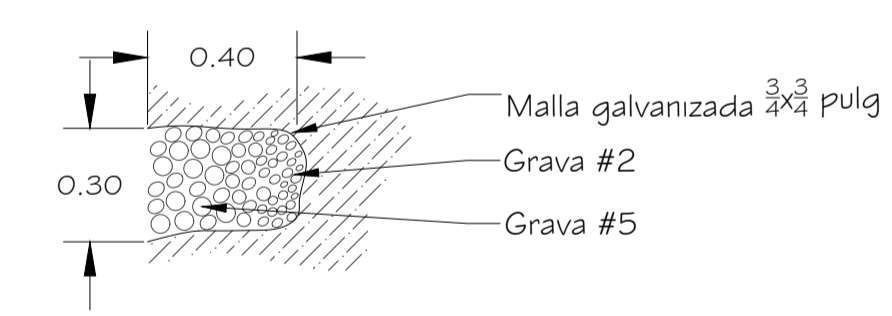
Nota general: El concreto de la bóveda y los muros será de peso normal de una resistencia a la compresión a los 28 días de $f_c=210\text{kg/cm}^2$. El acero de la bóveda será de resistencia mínima a la fluencia de $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ (Grado 60), el acero de los muros será de resistencia mínima a la fluencia de $f_y=2800\text{kg/cm}^2$ (Grado 40). El acero deberá tener un recubrimiento mínimo de 5cm y en las fundaciones de 7.5cm. Juntas en bóveda a cada 6 m. Juntas frías en muros a cada 5 m.



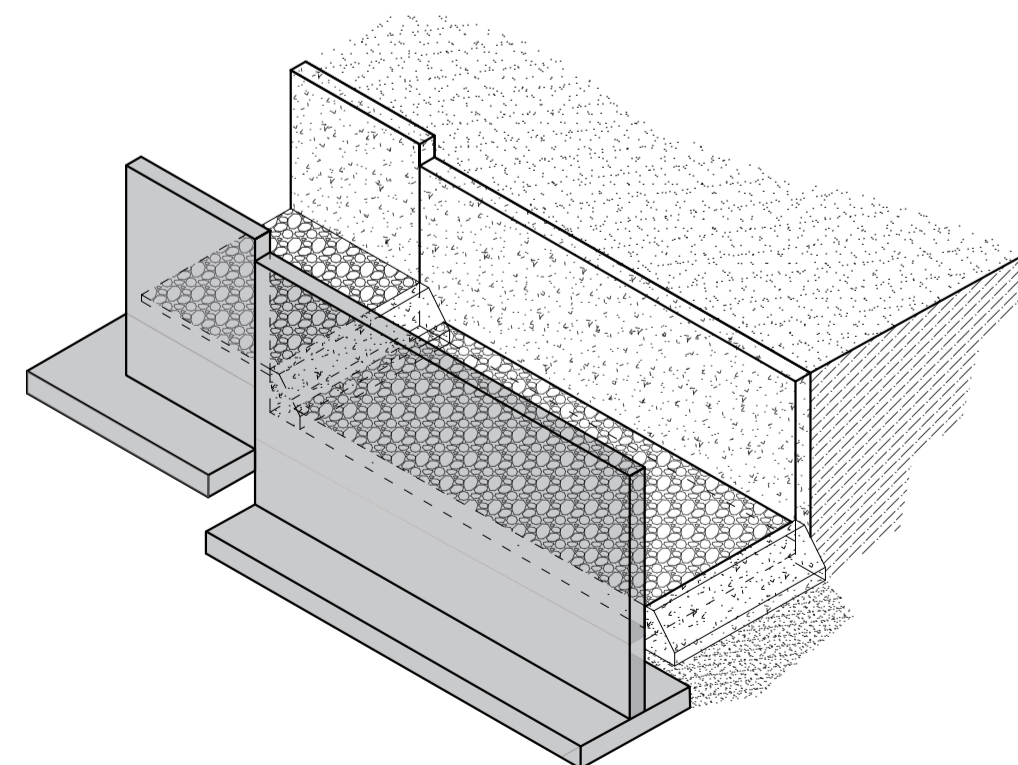
DETALLE GRADA DISIPADORA
Esc. 1: 20



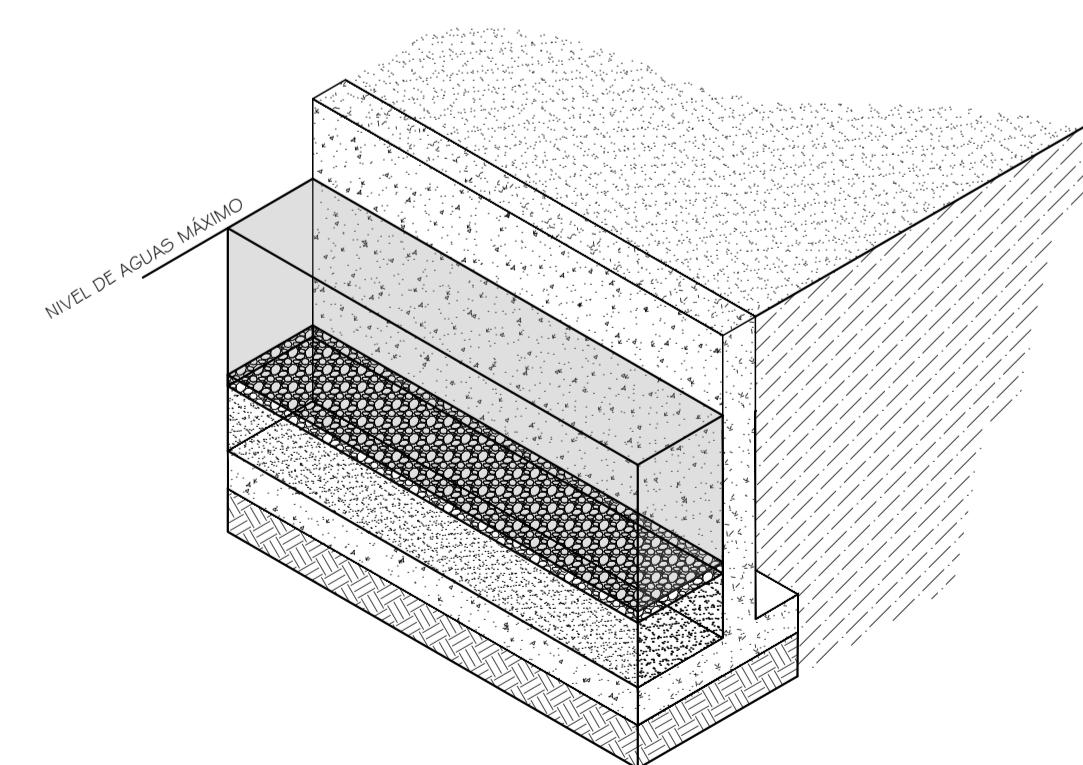
DETALLE DE JUNTA BOVEDA
Esc. 1: 20



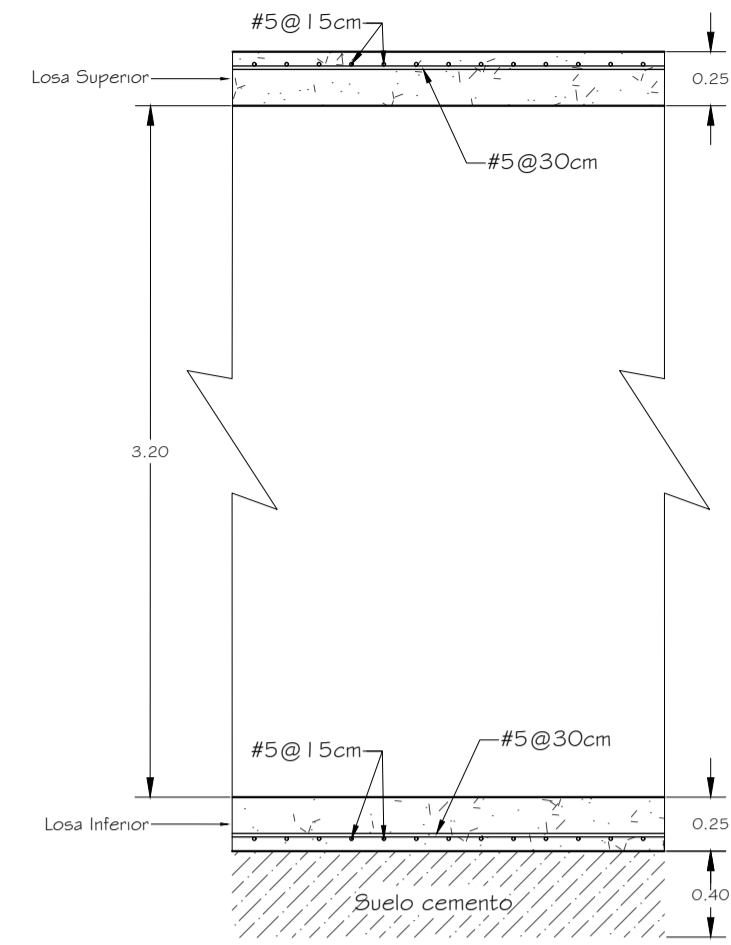
DETALLE DE BARBACANA
Esc. 1: 20



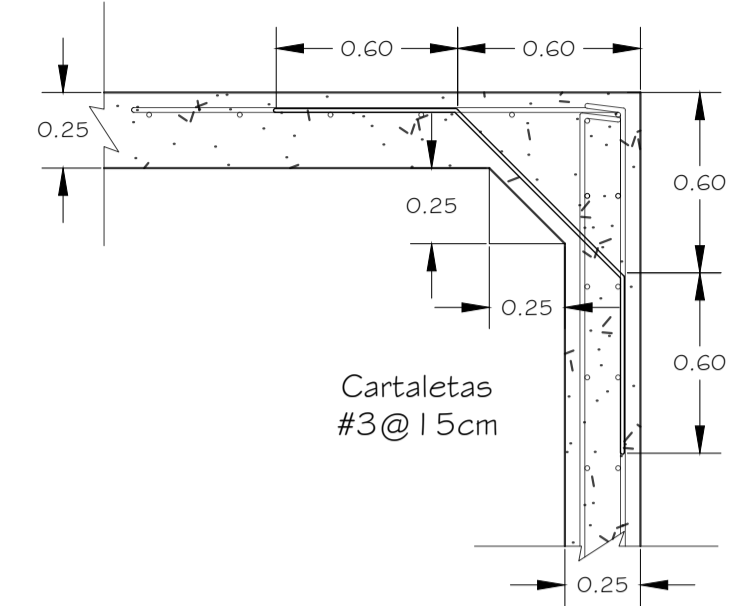
VISTA EXTRUIDA DE MURO Y GRADAS DISIPADORAS
DIMENSIONES VARIABLES
Esc. 1:175



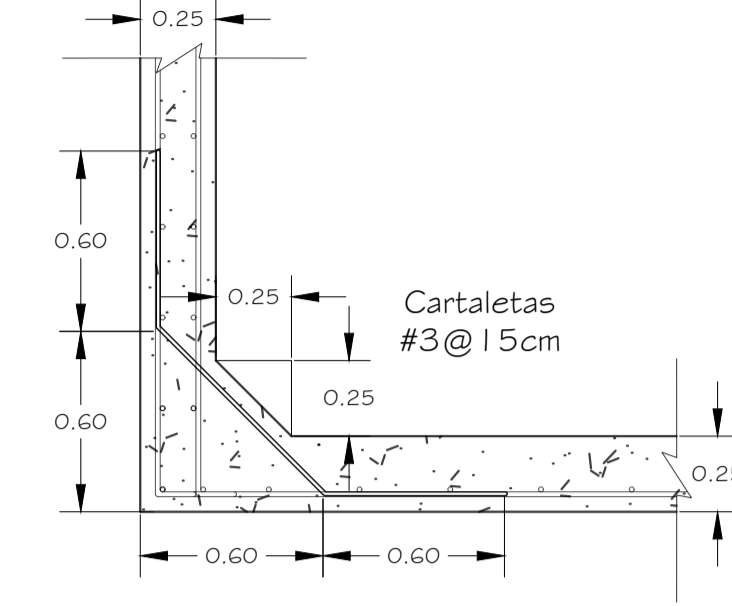
VISTA EXTRUIDA DE MURO DE CONTENCIÓN
DIMENSIONES VARIABLES
Esc. 1:100



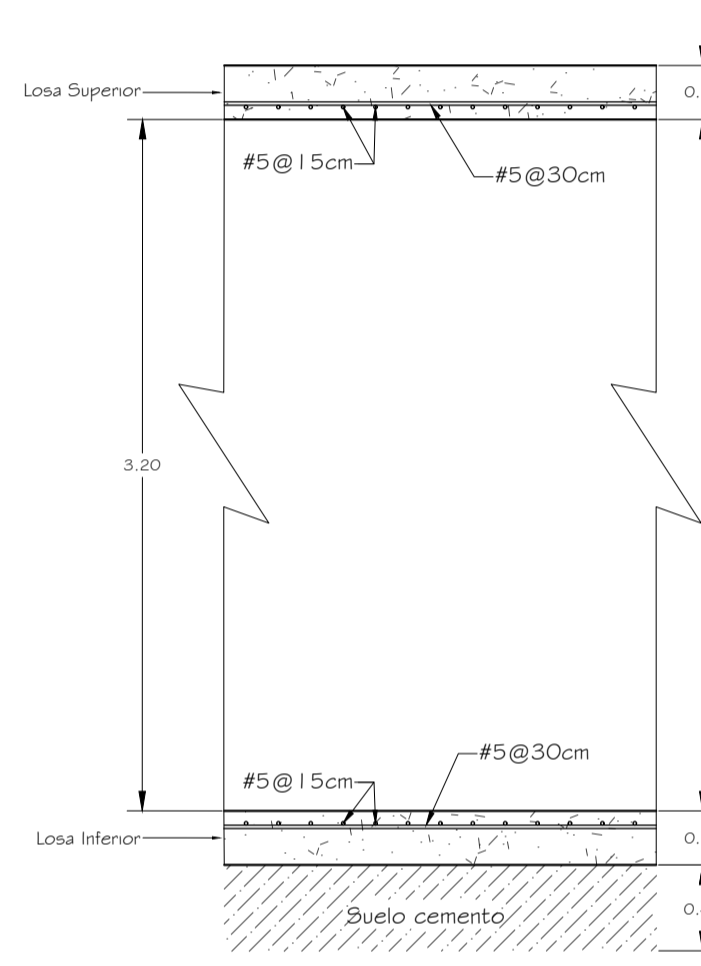
VISTA CORTE A
Esc. 1: 35



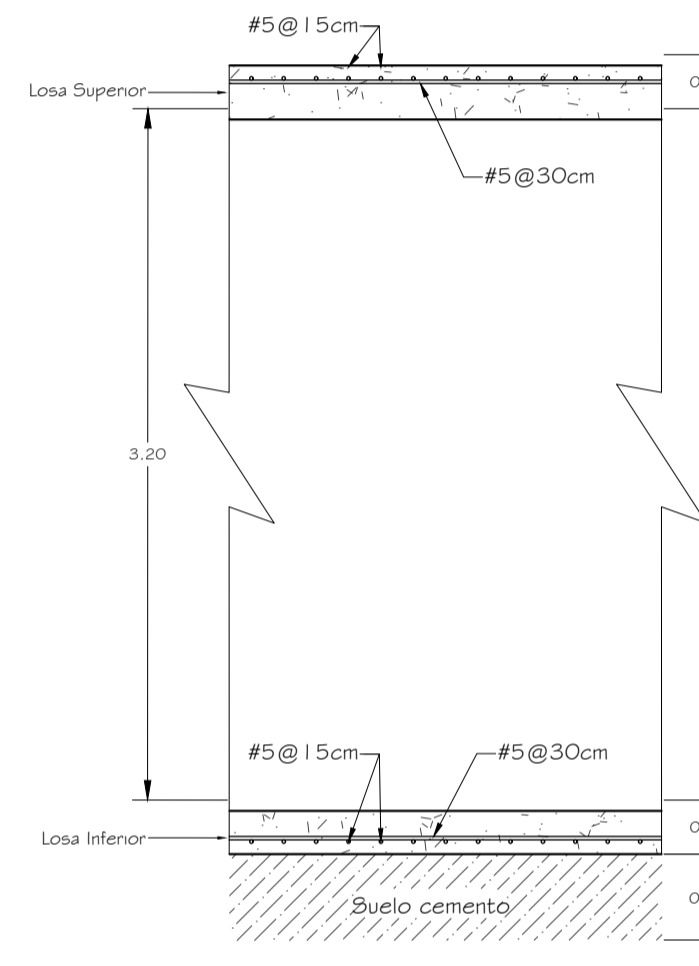
DETALLE DE CARTELAS SUPERIORES
Esc. 1: 25



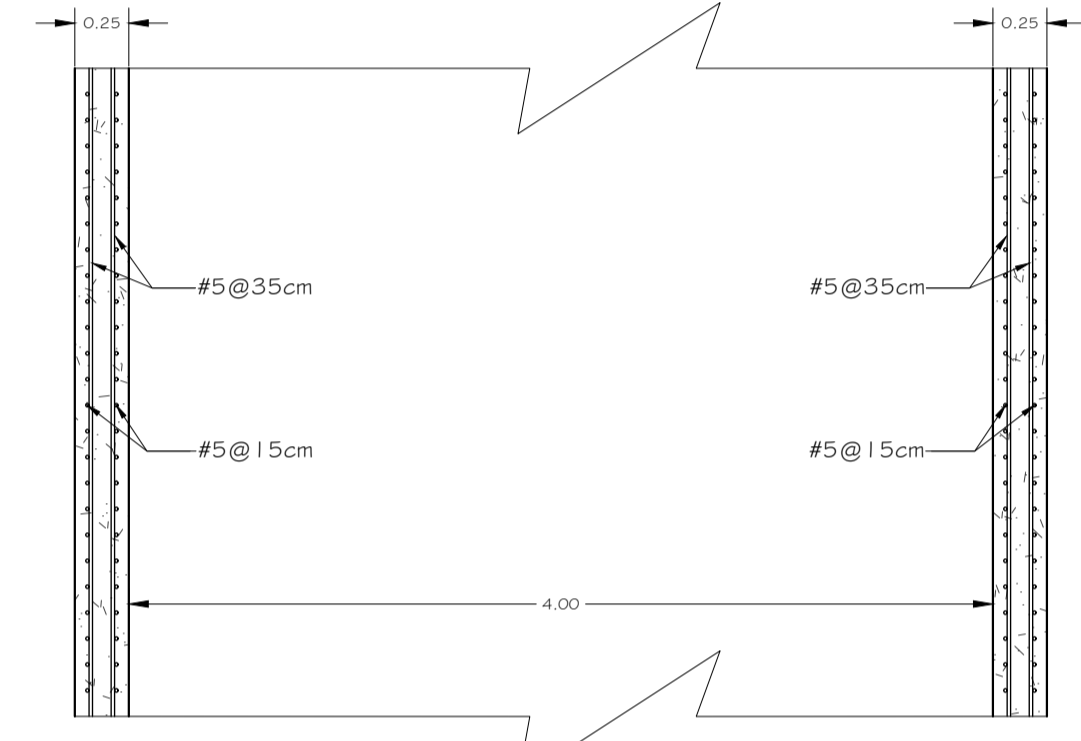
DETALLE DE CARTELAS INFERIORES
Esc. 1: 25



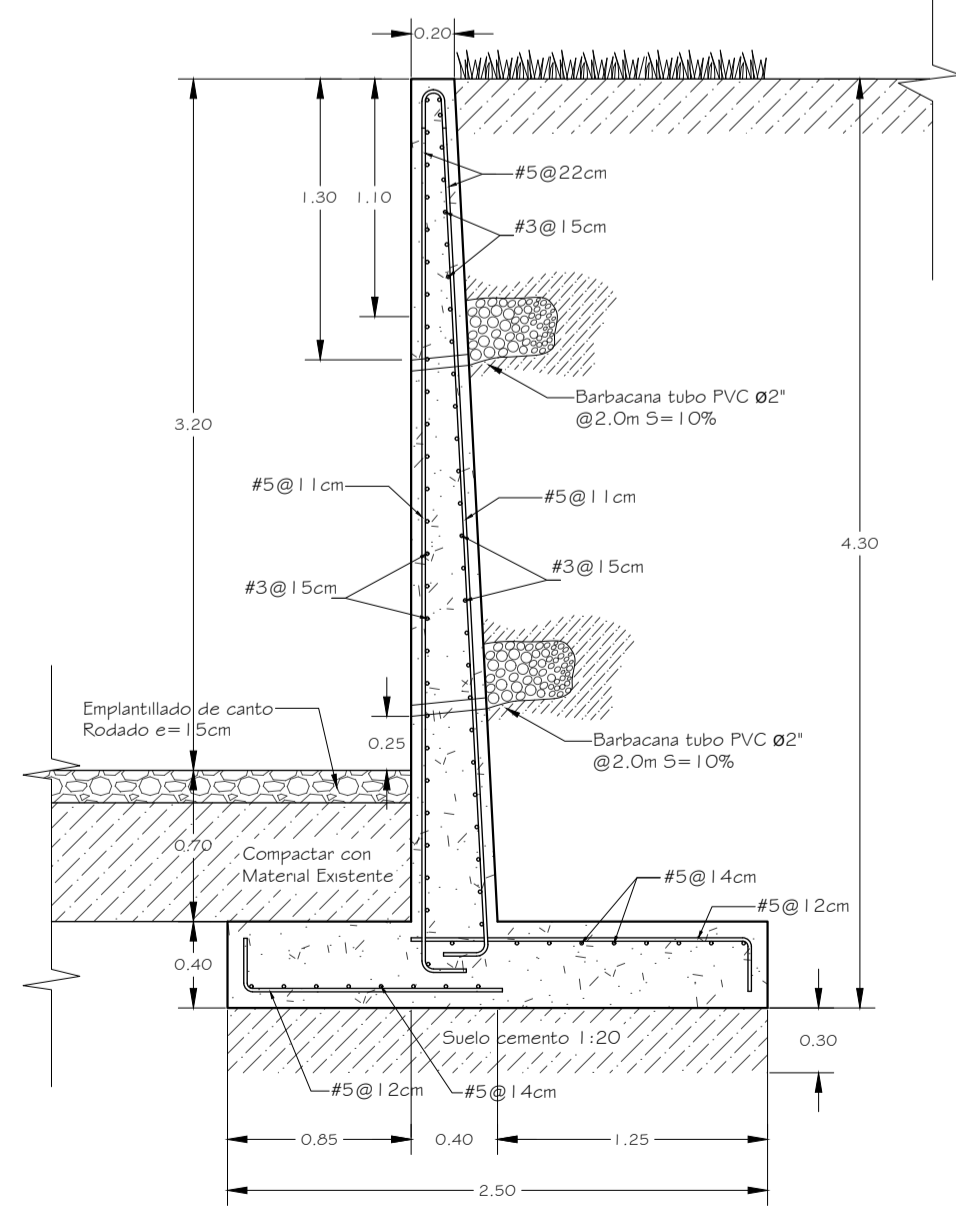
VISTA CORTE B
Esc. 1: 35



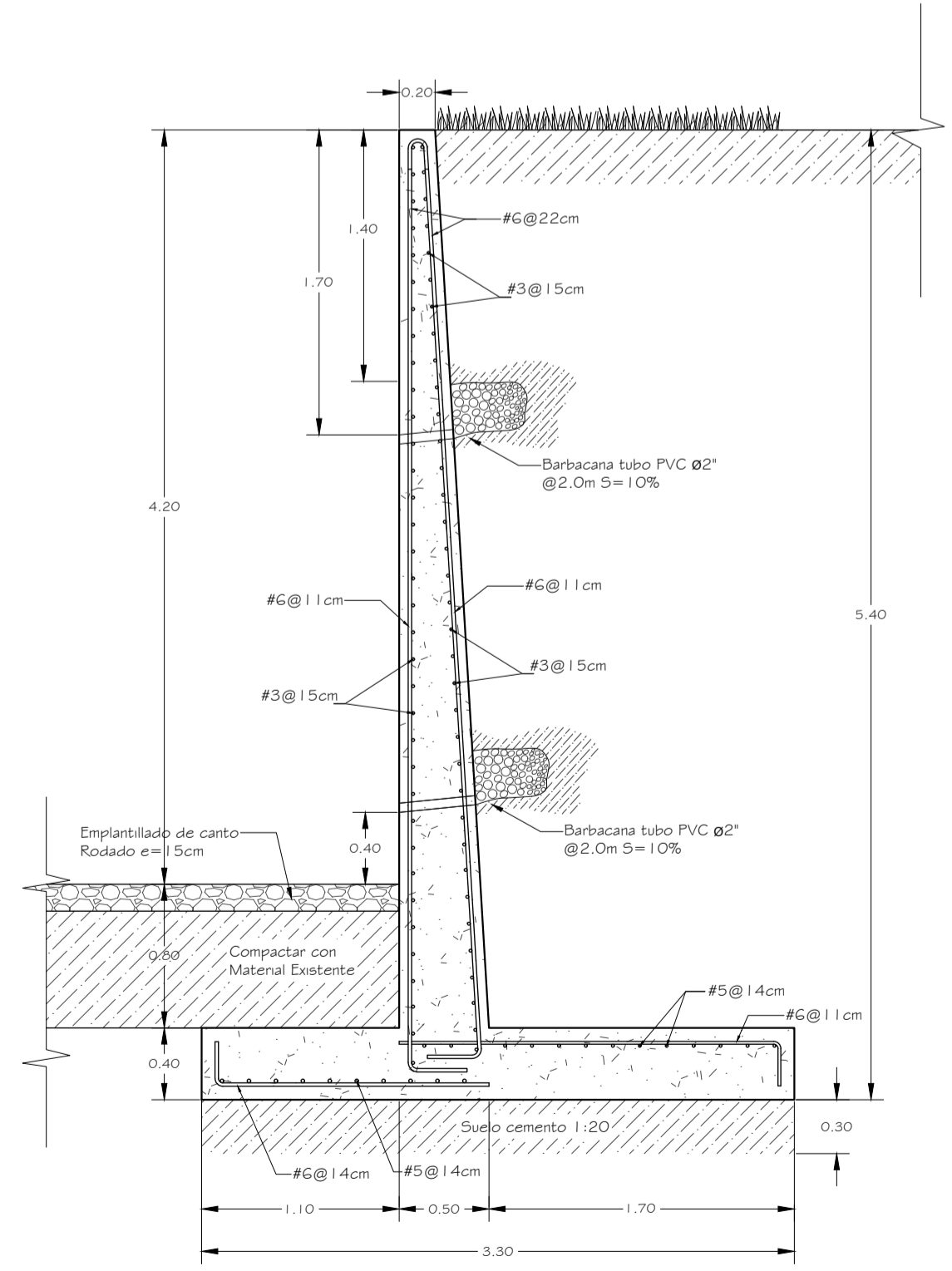
VISTA CORTE C
Esc. 1: 35



VISTA CORTE I
Esc. 1: 35



DETALLE DE GEOMETRÍA Y ARMADURÍA DE MURO MC-1
Esc. 1: 35



DETALLE DE GEOMETRÍA Y ARMADURÍA DE MURO MC-2
Esc. 1: 35