

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA

ANTONIO NARRO

DIVISIÓN DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE



**DISEÑO DE UN CANAL TRAPEZOIDAL PARA CAPTAR Y CONDUCIR LOS
ESCURRIMIENTOS SUPERFICIAL A LA PRESA DEL EJIDO PIEDRA BLANCA,
MUNICIPIO DE ZARAGOZA, COAHUILA.**

POR

LUIS YOHAN PÉREZ RODRÍGUEZ

TESIS

PRESENTADO COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

Buenavista, Saltillo, Coahuila, México.

Diciembre del 2014

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA

“ANTONIO NARRO”

DIVISIÓN DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN CANAL TRAPEZOIDAL PARA CAPTAR Y CONDUCIR LOS
ESCURRIMIENTOS SUPERFICIAL A LA PRESA DEL EJIDO PIEDRA BLANCA,
MUNICIPIO DE ZARAGOZA, COAHUILA.**

TESIS

Por:

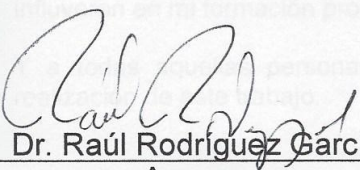
LUIS YOHAN PÉREZ RODRÍGUEZ

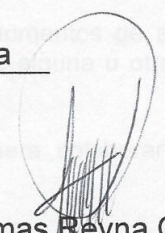
Que se somete a consideración del H. Jurado Examinador como
requisito parcial para obtener el título de:

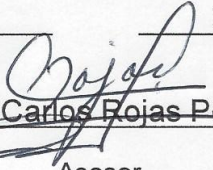
INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

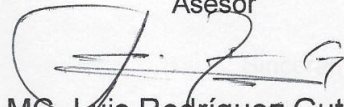
APROBADA:


Dr. Felipe de Jesús Ortega Rivera
Asesor principal


Dr. Raúl Rodríguez García
Asesor


MC. Tomas Reyna Cepeda
Asesor


MC. Carlos Rojas Peña Universidad Autónoma Agraria
"ANTONIO NARRO"
Asesor


MC. Luis Rodríguez Gutiérrez
Coordinador de la división de ingeniería



Coordinación de
Ingeniería

Buenavista, Saltillo, Coahuila, México, diciembre del 2014

AGRADECIMIENTO

A “JEHOVA” primero que todo por darme la fuerza y la sabiduría para poder salir adelante y poder cumplir este sueño tan anhelado y que siempre me ha cuidado en cada momento de mi vida, en los malos y buenos momentos y finalmente agradecerle por mi salud y la salud de mi familia.

A mi “**ALMA MATER**” gracias por abrirme sus puertas para la adquisición y desarrollo de conocimientos para mi formación profesional.

A mis padres que siempre me apoyaron y me dieron los consejos que necesite en los momentos difíciles de mi carrera.

De una manera especial le agradezco al **DR. Felipe De Jesús Ortega Rivera**, por sus valiosos conocimientos aportado en el presente proyecto y por su apoyo incondicional que recibí por medio de sus asesorías, y darle las gracias por su amistad y confianza.

Al **DR. Raúl Rodríguez García**, por su interés y colaboración para la culminación de este trabajo y la amistad que me brindo durante la carrera.

Al **M.C. Tomas Reyna Cepeda**, por su apoyo recibido en la revisión de la tesis y sugerencias para poder tener un trabajo favorable.

Al **M.C. Carlos Rojas Peña**, por su amistad durante la carrera y su apoyo brindado para la realización de este trabajo.

A mis compañeros y amigos, por que compartí con ellos momentos de alegrías y sufrimientos durante mi estancia en esta universidad que de alguna u otra manera influyeron en mi formación profesional.

Y a todas aquellas personas que de alguna u otra manera colaboraron en la realización de este trabajo.

Sinceramente y eternamente agradecido.
Luis Yohan Pérez Rodríguez

DEDICATORIAS

A mi JEHOVA primero que todo agradecerle por guiar mi camino y darme la salud para seguir adelante, por cuidar siempre a mi familia y amigos.

A mis padres:

Sr. Armando Pérez Gómez:

Gracias por todo su apoyo brindado durante durante toda mi carrera, y darme su cariño y amor, porque gracias a esa gran persona que admiro eh logrado culminar esta meta que siempre soñé de terminar mi carrera profesional y de otra forma mi más grande alegría es hacerlo sentir orgullosos de esta persona que tanto lo ama y compartir por siempre este triunfo.

Sra. Bertha Rodríguez Gómez:

Gracias a su cariño, confianza y apoyo que siempre me brindo, hoy culmino mi más grande sueño de terminar mi carrera profesional, sus buenos consejos que me brindo me dieron la fuerza para seguir adelante y no rendirme, nunca terminare de agradecerle a mi madre por estar allí en los buenos y malos momentos de mi vida ya que este triunfo va dedico a ella que es mi inspiración en mi vida.

A mis hermanos

Edgardo Iván Pérez Rodríguez y Yareni Guadalupe Pérez Rodríguez, darle las gracias por su cariño y amor que siempre me brindaron, por creer siempre en mí, por compartir los momentos difíciles junto y hoy les dedico este logro en mi vida ya que tengo los dos hermanos más maravillosos que dios me pudo regalar.

A mis amigos:

José Ángel Marroquín, Jorge Antonio Santana, Elmer Morales, Dreyli Hidalgo, Moisés Calderón, Jorge Kau, Royli Ortiz, Miguel Ángel Gloria, Ozni Escobar, Andersy Martínez, Alexis Hernández, Fredy López, Gustavo Rodríguez. Por estar conmigo en los malos y buenos momentos y que por siempre los llevare en mi corazón.

Con mucho cariño, admiración y respeto...

Luis Yohan Pérez Rodríguez.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTO	I
DEDICATORIAS	II
ÍNDICE DE FIGURA	III
ÍNDICE DE CUADROS	V

RESUMEN	1
----------------------	----------

I. INTRODUCCIÓN	2
------------------------------	----------

1.1. SITUACIÓN ACTUAL DEL AGUA EN COAHUILA	3
1.2. JUSTIFICACIÓN	4
1.3. OBJETIVO GENERAL.....	5
1.3.1 <i>Objetivos específicos</i>	5
1.4 HIPÓTESIS.....	5
1.5 ANTECEDENTES.....	6

II. REVISIÓN DE LITERATURA.....	10
--	-----------

2.1. CICLO HIDROLÓGICO	10
2.2 APROVECHAMIENTO DE AGUA DE LLUVIA.....	11
2.3 PRECIPITACIÓN	11
2.4 TIPOS DE PRECIPITACIÓN	11
2.4.1 <i>Por convección</i>	11
2.4.2 <i>Orográficas</i>	11
2.4.3 <i>Ciclónica</i>	11
2.5 PRECIPITACIÓN EN ZONAS ÁRIDAS Y SEMIÁRIDAS	12
2.6 ESCURRIMIENTO.....	12
2.6.1 <i>Tipos de escurrimientos</i>	12
2.6.2 <i>Esgurrimiento superficial directo</i>	12
2.6.3 <i>Esgurrimiento sub-superficial</i>	12
2.6.4 <i>Esgurrimiento derivado de aguas subterráneas</i>	12
2.7.1 <i>Corriente perenne</i>	13
2.7.2 <i>Corriente intermitente</i>	13
2.7.3 <i>Corriente efímera o influentes</i>	13
2.8 MANEJO DE ESCURRIMIENTOS SUPERFICIALES	14
2.8.1 <i>Tipos de sistemas para el control de escurrimientos</i>	14
2.8.2 <i>sistema de flujo con bordos dispersores (bordo derramador)</i>	15
2.8.3 <i>Sistema de bordos conductores</i>	16
2.8.4 <i>Sistema de Bordos conductores con salidas continuas</i>	17
2.9 ENTARQUINAMIENTO	18

2.10 FORMAS DE CAPTACIÓN DEL AGUA DE LLUVIA “IN SITU”	19
2.11 CUENCA	20
2.12 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LOS CANALES HIDRÁULICOS	21
2.12.1 Tipo de canales	21
2.14 NOMENCLATURA DEL CANAL.....	23
2.15 FLUJO DE UN CANAL	25
2.15.1 Flujo permanente y flujo no permanente.....	25
2.15.2 Clasificación de flujo en canales	25
2.15.3 Flujo uniforme y flujo variado.	26
2.15.4 Estado de flujo.	28
2.16 DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UNA SECCIÓN DE CANAL.....	30
2.17 ECUACIÓN DE CHEZY	32
2.17.1 Ecuación de Ganguillet Kutter.....	33
2.17.2 Ecuación de Powell	33
2.17.3 Ecuación de Bazin	33
2.18 ECUACIÓN DE MANNING	33
2.19 ENERGÍA ESPECIFICA.....	34
2.20 SALTO HIDRÁULICO	35
2.21 PERÍODO DE RETORNO (T)	37
2.22 ESTIMACIÓN DE LA AVENIDA MÁXIMA.....	38
2.22.2 Método de las huellas máximas	39
2.22.3 Fórmula racional.....	40
2.22.4 Método racional modificado.....	41
2.23 INTENSIDAD MÁXIMA DE LLUVIA (I)	41
2.23.1 Tiempo de concentración.....	42
2.24 SITUACIÓN ACTUAL DEL AGUA EN MÉXICO.....	42
2.24.1 Situación actual en el estado	43
2.25 AGUAS SUPERFICIALES	43
2.25.1 Aguas subterráneas	44
2.25.2 Aguas meteorológicas	44
III. MATERIALES Y METODOS	44
3.1 ASPECTOS GENERALES	44
3.2 PROPÓSITO DE LA OBRA	44
3.3 LOCALIZACIÓN	44
3.4 CLIMATOLOGÍA	47
3.5 VEGETACIÓN	48
3.6 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.....	50
3.7 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS (SIATL).....	53
3.8 AVENIDA MÁXIMA	57
3.9 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.....	58
3.9.1 Escurrimiento medio anual	60
3.9.2 Calculo del volumen anual escurrido	61
3.9.3 Cálculo del volumen aprovechable medio anual	61
3.9.4 Calculo de la avenida máxima por el método de Dickens.....	62
3.9.5 Métodos para calcular avenidas en cuencas no aforadas	63

3.10 DISEÑO DE LA OBRA	66
3.10.1 CARACTERÍSTICAS DE LA OBRA	66
3.11 CALCULO DEL ÁREA HIDRÁULICA	72
3.11.1 CALCULO DEL PERÍMETRO MOJADO	72
3.11.2 CALCULO DEL RADIO HIDRÁULICO.....	72
3.11.4 CALCULO DE LA VELOCIDAD NORMAL POR LA FÓRMULA DE MANNING.....	73
3.11.5 CALCULO DE LA VELOCIDAD NORMAL POR LA FÓRMULA DE CHEZY	73
3.11.6 CALCULO DEL GASTO POR LA FÓRMULA DE SECCIÓN Y PENDIENTE DE MANNING.....	74
3.12 NORMA DE RIEGO.....	86
3.12.1 POSIBLE ÁREA A IRRIGAR	86
3.13 CÁLCULOS DE LOS VOLÚMENES DE TIERRA DE EXCAVACIÓN DEL CANAL	87
IV. CONCLUSIONES.....	90
V. LITERATURA CITADA	91
VI. ANEXOS	93

ÍNDICE DE FIGURA

FIGURA 1.1 PERFIL DEL CANAL EXISTENTE.....	7
FIGURA 1.2 RUPTURAS DEL CANAL TRAPEZOIDAL DURANTE EL HURACÁN ALEX DE JUNIO DE 2010 (10 RUPTURAS).....	8
FIGURA 1.3 RUPTURA DEL CANAL TRAPEZOIDAL DURANTE EL HURACÁN ALEX DE JUNIO DE 2010.	9
FIGURA 2.4: CICLO HIDROLÓGICO	10
FIGURA 2.5: CLASIFICACIÓN DE CORRIENTES.....	13
FIGURA 2.6: SISTEMA DE FLUJO CONTINUO CON BORDOS DISPERSORES (USDA s/f)	15
FIGURA 2.7: BORDOS CONDUCTORES (USDA s/f)	16
FIGURA 2.8: SISTEMA DE BORDOS CONDUCTORES (USDA s/f)	17
FIGURA 2.9: ENTARQUINAMIENTO	18
FIGURA 2.10: CAPTACIÓN DE AGUA EN MICROCUENCAS	19
FIGURA 2.11: ESQUEMA DE UNA CUENCA.....	20
FIGURA 2.12: COMPARACIÓN ENTRE FLUJO EN TUBERÍAS Y FLUJO EN CANALES ABIERTOS.....	21
FIGURA 2.13: CANALES DE SECCIÓN SIMÉTRICA.....	22
FIGURA 2.14: CANALES DE SECCIÓN ASIMÉTRICA.....	22
FIGURA 2.15: CANAL TRAPEZOIDAL	23
FIGURA 2.16: DIFERENTES TIPOS DE FLUJO EN CANALES ABIERTOS F.G.V= FLUJO GRADUALMENTE VARIADO. F.R.V= FLUJO RÁPIDAMENTE VARIADO	27
FIGURA 2.17: DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UN CANAL RECTANGULAR	30
FIGURA 2.18: CURVAS COMUNES DE IGUAL VELOCIDAD EN DIFERENTES SECCIONES DEL CANAL	30
FIGURA 2.19: EFECTO DE LA RUGOSIDAD EN LA DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UN CANAL ABIERTO.	31
FIGURA 2.20: INTERPRETACIÓN GRAFICA DE LA ENERGÍA ESPECIFICA.....	35
FIGURA 2.21: SALTO HIDRÁULICO	35
FIGURA 2.22: SALTO ONDULANTE	36
FIGURA 2.23: SALTO DÉBIL	36
FIGURA 2.24: SALTO OSCILANTE	36
FIGURA 2.25: SALTO ESTABLE.....	37
FIGURA 2.26: SALTO FUERTE.....	37
FIGURA 2.27: ELEMENTO DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL.....	39
FIGURA 3.28: MACRO LOCALIZACIÓN DE PARRAS DE LA FUENTE	45
FIGURA 3.29: VÍAS DE ACCESO AL EJIDO PIEDRA BLANCA.	46
FIGURA 3.30: EJIDO PIEDRA BLANCA PRECIPITACIÓN DE 300 MM.	47
FIGURA 3.31: GEOLOGÍA DEL ESTADO DE COAHUILA.....	48
FIGURA 3.32 NORMALES CLIMATOLÓGICAS.....	49
FIGURA 3.33: CURVA DE PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS DIARIAS (MM).....	52
FIGURA 3.34: INDICADORES DEL PRIMER CAUCE PRINCIPAL OBTENIDO CON EL SOFTWARE SIATL.	53
FIGURA 3.35: INDICADORES DEL SEGUNDO CAUCE PRINCIPAL OBTENIDO CON EL SOFTWARE SIATL.	54
FIGURA 3.36: CUENCA HIDROLÓGICA DEL EJIDO PIEDRA BLANCA, MUNICIPIO PARRAS DE LA FUENTE, COAHUILA.....	55
FIGURA 3.37: CUENCA HIDROLÓGICA DEL EJIDO PIEDRA BLANCA, MUNICIPIO PARRAS DE LA FUENTE, COAHUILA.	56
FIGURA 3.38 GRAFICA DE GASTOS PROPUESTO PARA PROYECTOS DE PUENTES EN LA REPÚBLICA MEXICANA.	57
FIGURA 3.39: TRAZO Y PERFIL DEL CANAL NUEVO.	65
FIGURA 3.40: CORTE TRANSVERSAL DEL CANAL.....	67
FIGURA 3.41: PARA OBTENER EL TIRANTE NORMAL (YN).....	69
FIGURA 3.42: PARA EL CÁLCULO DEL TIRANTE CRÍTICO (YC)	71

FIGURA 3.43: PENDIENTE EN DIFERENTES SECCIONES DEL CANAL	75
FIGURA 3.44: (1-3) (CHOW, 1959).	82
FIGURA 3.45: (4-6) (CHOW, 1959).	83
FIGURA 3.46: (7-9) (CHOW, 1959).	84
FIGURA 3.47: (10-12) (CHOW, 1959).	85
FIGURA 3.48: VISTA DEL DISEÑO EN 3D REALIZADO EN EL SOFTWARE DE AUTOCAD.	88

ÍNDICE DE CUADROS

TABLA 2.1: CLASIFICACIÓN DE ZONAS SECAS SEGÚN MELGS (1953).....	12
TABLA 2.2. SISTEMAS DE MANEJO DE ESCURRIMIENTO (USDA S/F)	14
TABLA 2.3 SECCIONES DE CANAL (CHOW, 1959).....	29
TABLA 3.4 PRECIPITACIONES MÁXIMAS ANUALES, PERÍODO DE RETORNO Y PROBABILIDAD DE 49 AÑOS DE PARRAS DE LA FUENTE, COAHUILA.	51
TABLA 3.5 CONCENTRADO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO DE ACUERDO AL SIATL.....	53
TABLA 3.6 COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTOS.....	59
TABLA 3.7 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA EN ESTUDIO.....	59
TABLA 3.8 VALORES DE C PARA OBTENER LA AVENIDA MÁXIMA.	62
TABLA 3.9 CALCULO DE AVENIDAS (S.A.R.H.,1985)*,(S.C.T.,1984)**	64
TABLA 3.10 CALCULO DEL TIRANTE NORMAL (MÉTODO ITERATIVO).....	68
TABLA 3.11 CALCULO DEL TIRANTE CRÍTICO (MÉTODO ITERATIVO).	70
TABLA 3.12 VALORES DE VELOCIDAD MÁXIMA Y VELOCIDAD MEDIA SEGÚN EL MATERIAL EN LAS PAREDES DEL CANAL, PROPUESTOS POR REHBOCK.	74
TABLA 3.13 TALUDES RECOMENDADOS EN CANALES	74
TABLA 3.14 VELOCIDADES EN EL CANAL CON DIFERENTES PENDIENTES (S)	76
TABLA 3.15 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE N (CHOW, 1959).....	77
TABLA 3.16 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD N (CHOW, 1959) (CONTINUACIÓN)	78
TABLA 3.17 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD N (CHOW, 1959) (CONTINUACIÓN).....	79
TABLA 3.18 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD N (CHOW,1959) (CONTINUACIÓN).....	80
TABLA 3.19 VALORES DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD N (CHOW, 1959) (CONTINUACIÓN).....	81
TABLA 3.20 CUADRO DE COSTO Y FINANCIAMIENTO DE CANAL DE LLAMADA EN EL EJIDO PIEDRA BLANCA	89

“DISEÑO DE UN CANAL TRAPEZOIDAL PARA CAPTAR Y CONDUCIR LOS ESCURRIMIENTOS SUPERFICIAL A LA PRESA DEL EJIDO PIEDRA BLANCA, MUNICIPIO DE ZARAGOZA, COAHUILA”

Por: Luis Yohan Pérez Rodríguez

RESUMEN

En la actualidad, México como en todo el mundo se encuentra bajo una gran crisis de la disponibilidad de agua, aunque el planeta tierra cuenta con 2 terceras partes de agua, no está disponible para su aprovechamiento en sus distintas aplicaciones que el ser humano le es necesario.

Actualmente, el canal de conducción de escurrimientos de la presa Piedra Blanca se encuentra obsoleto debido a que durante el huracán Alex este fue roto en 10 secciones a lo largo de 4,800 m que mide el canal.

Los productores del ejido “Piedra Blanca” solicitan apoyo para la construcción de un nuevo canal para captar y derivar los escurrimientos superficiales hacia las tierras ejidales donde se localizan las áreas de siembra de temporal.

Se pretende diseñar un nuevo canal que pueda captar y derivar los escurrimientos superficiales hacia la presa piedra blanca, ya que el canal existente no tiene la pendiente necesaria ni la capacidad para conducir dicho volumen de escurrimiento superficial provocando ensolvamientos y Rupturas en las diferentes secciones del canal. Con la finalidad que el nuevo canal va a incrementar la superficie de riego en el ejido piedra blanca al derivar el volumen de agua captado hacia la superficie de cultivo.

La superficie que va a beneficiar con el proyecto son 200 ha de agricultura bajo condiciones de riego por gravedad. Con éste proyecto se pretende beneficiar directamente a 15 productores del ejido Piedra Blanca y en forma indirecta a 300 habitantes de la localidad. Los solicitantes cuentan con un censo ganadero de 43 cabezas de ganado bovino y 179 cabezas de ganado caprino.

Una vez construido el canal, se logrará un mejor aprovechamiento de los escurrimientos superficiales provocados por las lluvias, llegando estos a la presa de almacenamiento Piedra Blanca, los cuáles servirán para obtener e incrementar los rendimientos de los cultivos (maíz, sorgo forrajero, avena y alfalfa) con lo cual el ganado contará con mejor alimentación lo que le permitirá incrementar su peso y mejorar sus parámetros reproductivos y de sanidad.

Palabras claves

Canal, conducción, escurrimiento, ensolve, presa.

I. INTRODUCCIÓN

La escasa y errática distribución de la lluvia se ha constituido en una seria limitante para mejorar los niveles productivos en las zonas áridas y semiáridas. Los productores han generado estrategias que les permiten enfrentar las restricciones de estos ambientes, subsistir y obtener satisfactores, las prácticas de captación in situ del agua de lluvia y el aprovechamiento de escurrimientos superficiales, reducen el riesgo de pérdidas de las cosechas por sequía, al incorporar volúmenes adicionales de agua a las actividades agrícolas.

Mediante estas prácticas se logran rendimientos similares a los que se alcanzan en cultivos de riego. Además, un buen manejo del agua de escorrentía ayuda a conservar el suelo, aumentar la eficiencia en el uso del agua, diversificar la producción y mantener la fertilidad del suelo.

El planeta tierra, también llamado el planeta azul, tiene la característica de poseer un 70 % de agua en superficie, siendo el otro 30 % tierra firme. Ahora bien, todo el agua del planeta no puede usarse ni para el consumo humano, ni para la industria ni para la agricultura, ya que el 97,5 % de dicha agua es salada. El agua restante es agua dulce, pero el 75 % de dicho agua potable se encuentra inaccesible en forma de hielo en los casquetes polares, en Groenlandia y en el océano antártico.

México cuenta con una superficie de 197,089 millones de hectáreas, de las cuales el 67 % está clasificada como zonas áridas y semiáridas, el 33 % como zonas húmedas y subhúmedas. La agricultura de nuestro país se practica aproximadamente en 23,369 millones de hectáreas, de las cuales 5.4 millones de hectáreas se cultivan bajo condiciones de riego, que representan el 23 % de superficie agrícola cultivada; esta superficie genera el 50 % del valor total de la producción agrícola nacional, el resto de la superficie, 77 % se explota bajo condiciones de temporal.

Estudios realizados por la Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, indican que la infraestructura hidráulica construida por el estado, beneficia a 3.4 millones de hectáreas a las cuales se le dominan gran irrigación que atiende una organización compuesta por 143 distritos de riego. La pequeña irrigación se aplica en 869,000 hectáreas, manejada por 6,279 unidades de riego, las que sumamos a lo estimado por el sector privado, que son de 1.2 millones de hectáreas, nos da un total aproximado de 5.4 millones de hectáreas, bajo condiciones de riego.

Estadísticas indican, que aproximadamente el 64 % corresponde a unidades de riego, y el 17 % a unidades de riego, y el 19% al sector privado. La distribución de las áreas bajo riego se encuentran principalmente en los estados de sonora y Sinaloa, que cuentan con grandes obras hidráulicas para riego y en menor proporción en los estado de Tamaulipas, Guanajuato, Durango, Aguascalientes, Coahuila.

1.1. Situación actual del agua en Coahuila

Muchos de los coahuilenses desconocen que el estado de Coahuila se encuentra geográficamente ubicado dentro del gran desierto Chihuahuense, delimitado por dos barreras naturales que circundan, como son la Sierra Madre Oriental y la Sierra Madre Occidental.

Una de las características de todo desierto es la ausencia de las precipitaciones fluviales, por lo que sus recursos hidrológicos son bastantes escasos, ya que tienen una precipitación fluvial de 350 mm anuales. En temporadas normales se observa un periodo lluvioso en los meses de junio a septiembre, durante los cuales ocurre el 75 % de la lluvia media anual con valores máximos en los meses de agosto y septiembre; los meses de transición entre el periodo húmedo y seco son mayo y octubre; la estación seca corresponde al periodo de noviembre a abril, presentándose los valores mínimos en febrero y marzo, de ahí la importancia del buen manejo de nuestro recurso natural.

Coahuila se cuenta con cuatro regiones hidrológicas cuyos nombres son: Bravo-Conchos, Mapimi, Nazas, Aguanaval y el salado. Predominan climas secos y muy secos, los escurrimientos superficiales, muy limitados en su mayor parte, son intermitentes. Por la consecuente condición de escasas lluvias los acuíferos se recargan muy lentamente, lo que restringe el uso potencial de la agricultura, la ganadería y el doméstico; con abundantes afloramientos de calizas potencialmente formadoras de acuíferos.

Las condiciones de la precipitación en el estado de Coahuila son definitivas en las condiciones hidrológicas del mismo. El promedio de precipitación anual estatal varía entre 200 y 600 mm, lo que nos da una idea de su bajo potencial; las partes más secas se ubican hacia el suroeste, en las zonas de Cuatrociénegas, Valle El Hundido, Las Palomas, Laguna de Viesca y Laguna de Mayrán; mientras que los lugares donde más llueve se localizan en la Sierra Santa Rosa, al norte de Monclova, y en la parte sureste del estado, en la zona de Saltillo (INEGI, 1986). En los meses de junio a septiembre es cuando ocurre la mayor cantidad de precipitación pluvial.

.

1.2. Justificación

Uno de los principales retos que enfrenta el desarrollo actual, es el de elevar el nivel de eficiencia en el aprovechamiento de los recursos naturales, para satisfacer la creciente demanda de la población y también realizar acciones que eviten el deterioro y degradación del suelo.

A pesar de los valores tan bajos de precipitación que se tienen en ciertas zonas del mundo, el ser humano ha buscado las estrategias que mejor se adapten a sus posibilidades para llegar a producir los alimentos que satisfagan sus requerimientos mínimos. Así tenemos por ejemplo en las zonas áridas y semiáridas con niveles de precipitación de hasta 100 mm anuales, la producción de cosechas ha dado buenos resultados (Evenari et al. , 1971).

Esto se ha logrado mediante el aprovechamiento eficiente y el buen manejo del agua de lluvia. Aunque existen también áreas donde se tienen serios problemas para el uso y manejo de este recurso, mismas que se pueden resumir en: erosión del suelo, pérdida de un gran volumen de agua de escorrentía, control ineficiente del volumen de agua introducido a la parcela, mal diseño de los canales de conducción y distribución irregular del agua dentro de la parcela, lo que provoca que no haya un desarrollo uniforme del cultivo establecido (Figueroa, 1998).

La escasa precipitación y su errática distribución es un problema generalizado de las áreas de temporal de México, acentuándose más en las zonas áridas y semiáridas; esta situación provoca la existencia de deficiencias de humedad en el suelo, que repercuten en los sistemas de producción agrícola. Se ha observado que una forma de atenuar este problema, es mediante la captación de agua de lluvia in situ y el aprovechamiento de los escurrimientos superficiales.

Las obras hidráulicas tienen como fin resolver las necesidades del abastecimiento de agua y producción agropecuaria, manejando las condiciones socioeconómicas de las comunidades en el medio rural. Con la construcción de canales para la derivación de los escurrimientos superficiales en las zonas áridas y semiáridas, a futuro se reducirán los índices de inestabilidad por sequía. Contribuirá al incremento de la productividad y la producción de alimentos básicos y fortalecerá la relación entre estados productores, así como también fomentará las bases para la autonomía económica, e incrementos en la producción utilizando nuevos métodos necesarios en el campo agrícola, para hacer un uso racional y eficiente del agua.

Los productores de Piedra Blanca, municipio de Parras de la Fuente, Coahuila, tienen la intención de construir un canal para derivar los escurrimientos superficiales hacia la presa Piedra Blanca para aprovechar al máximo los escurrimientos

superficiales provocados por las lluvias que se presenten en esa región. Los ejidatarios son conscientes de la magnitud de trabajo e inversión requerida para lo anterior, por lo que están convencidos de construir dicho canal.

1.3. Objetivo general

Es lograr, a través de la construcción del canal que los escurrimientos superficiales puedan llegar almacenarse en la presa piedra blanca, cuyo volumen de almacenamiento es mayor a un millón de metros cúbicos. Este volumen de agua se podrá aprovechar para la agricultura y la ganadería del ejido piedra blanca.

1.3.1 Objetivos específicos

- a) Diseñar un canal para la captación y conducción de los escurrimientos superficiales y control de avenidas.

- b) Se pretende incrementar los rendimientos en el cultivo de maíz grano con una producción de 2-3 toneladas por hectárea. Si el maíz es forraje para ensilar, se espera obtener una producción de 10 a 20 toneladas por hectárea, y para el sorgo forrajero se contempla aumentar la producción de 13 a 27 toneladas en masa verde para ensilar.

- c) Incrementar los rendimientos de los cultivos (maíz, sorgo forrajero, avena y alfalfa) con lo cual el ganado contará con mejor alimentación lo que le permitirá incrementar su peso y mejorar sus parámetros reproductivos y de sanidad.

1.4 Hipótesis

La captación y derivación de escurrimientos superficiales provocado por las lluvias mediante la construcción de obras hidrotécnicas en el ejido piedra blanca incrementara la producción agrícola y pecuaria del ejido.

1.5 Antecedentes

En el municipio de Parras de la Fuente se encuentra el ejido Piedra Blanca el cual se localiza en las coordenadas 25°39'29.35" latitud norte y 101° 52'51.05" longitud oeste a 1183 msnm, a una distancia de 106 km de Saltillo por la carretera No. 40 Saltillo-Torreón.

Actualmente, el canal trapezoidal de la presa Piedra Blanca se encuentra obsoleto debido a que durante el huracán Alex este fue roto en 10 secciones a lo largo de 4,800 m que mide el canal.

Actualmente en el ejido Piedra Blanca la mayor parte del escurrimiento superficial no llega hacia la presa, debido a que el canal trapezoidal fue destruido en 10 tramos con el huracán Alex que sucedió en junio de 2010. El canal, además de las rupturas, en algunas partes está ensolvado, esto debido a que la pendiente en el fondo del canal es de 0.18% en 4,800 m.

En el valle la vegetación que se desarrolla es el matorral micrófilo inerme. Durante el período de 1961 a 2003 las estadísticas reportadas por el INIFAP de la precipitación media anual del municipio de Parras de la Fuente son de 300 mm anuales, registrándose normalmente en los meses de junio a septiembre.

Según estudios de la SEMARNAP (1994), se han reconocido diferentes grados de conservación, disponibilidad y abundancia de los recursos naturales. Sin embargo, la degradación de los mismos es evidente, reconociéndose una problemática ambiental diversa con causas relacionadas con el uso y aprovechamiento inadecuado de los mismos.

Las áreas de erosión más evidentes tienen su causa principalmente en la forma tradicional de los usos del suelo (agricultura y ganadería), encontrándose principalmente dentro de las áreas de agricultura, en los valles conocidos como las parcelas y lavaderos. En estas áreas se ha realizado cambios de uso del suelo para agricultura y que pasan el mayor tiempo del año sin cultivar, presentan un 98% de erosión eólica.

El ejido presenta áreas con degradación reflejando escasa cobertura vegetal, erosión eólica incipiente y erosión hídrica de ligera a moderada. La zona de la sierra presenta áreas con degradación alta y media. Prácticamente toda la localidad está bajo alguna categoría de erosión hídrica ya sea moderada o ligera.

Actualmente los productores de la llamada agricultura de temporal tienen rendimientos muy bajos, pues su agricultura es muy deficiente en lo que se refiere al aprovechamiento del escurrimiento superficial.

Figura 1.1 Perfil del canal existente





Figura 1.2 Rupturas del canal trapezoidal durante el huracán Alex de junio de 2010 (10 rupturas).



Figura1.3 Ruptura del canal trapezoidal durante el huracán Alex de junio de 2010.

II. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. Ciclo hidrológico

Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin, y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmosfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra, en forma de precipitación. Durante su trayecto hacia la superficie de la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse o ser interceptada por las plantas o las construcciones, luego fluye por la superficie hasta las corrientes o se infiltra. El agua interceptada y una parte de la infiltrada y de la que corre por la superficie se evapora nuevamente. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega hasta los océanos y otros grandes cuerpos de agua, como presas y lagos. Del agua infiltrada, una parte es absorbida por las plantas y posteriormente es transpirada, casi en su totalidad, hacia la atmosfera y otra parte fluye bajo la superficie de la tierra hacia las corrientes, el mar u otro cuerpo de agua, o bien hacia zonas profundas del suelo (percolación) para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar en manantiales, ríos o el mar

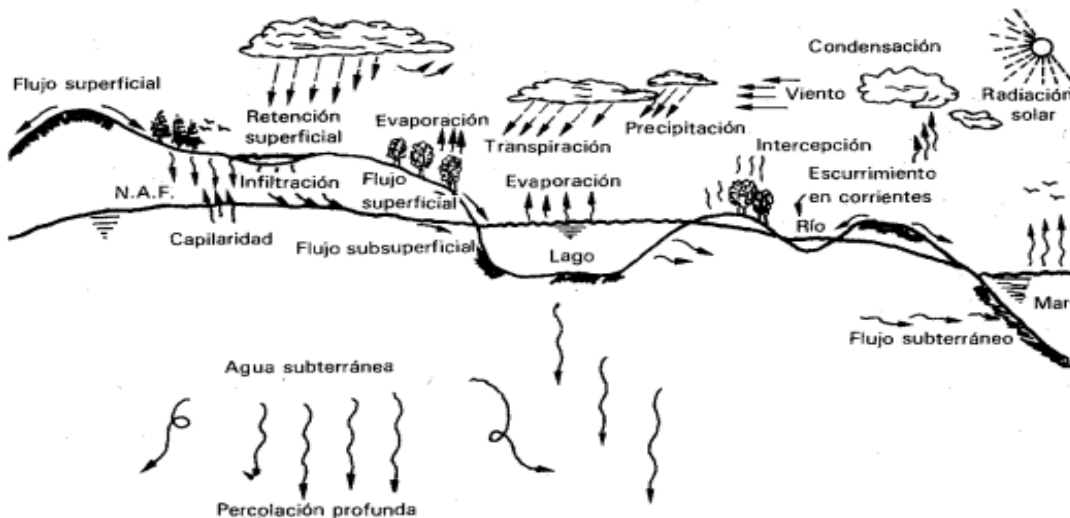


Figura 2.4: Ciclo Hidrológico

2.2 Aprovechamiento de agua de lluvia

Las técnicas para el aprovechamiento del agua de lluvia se han venido practicando desde el pasado. Fueron utilizadas por pueblos como los Asirios, Israelitas, Nebateanos y Romanos con fines de producción agrícola (Duarte, 1985; Vázquez, s/f).

Los agricultores del Oriente Medio construyeron bordos de piedra al contorno para colectar y conducir los escurrimientos de las laderas hacia las parcelas de cultivos (Evenari, et, al. 1971).

Bryan (1929) y Nahan (1879) indican que en el Sureste de Estados Unidos y Norte de México practicaban la agricultura mediante inundaciones eventuales o por la derivación de los escurrimientos perennes o corriente efímeras que desviaban hacia los terrenos.

Charcas (1984) y Gallegos (1985) mencionan que el área del Altiplano Potosino-Zacatecano existen zonas donde se tienen establecidas practicas para el manejo de escurrimientos superficiales. Los escurrimientos son manejados a base de bordos derivadores, canales de conducción y terrazas, generalmente todos ellos hechos manualmente. Se ha observado que en estas zonas los principales cultivos que se siembran son maíz, frijol y calabaza y la producción de estos se utiliza para el autoconsumo.

2.3 Precipitación

La precipitación es considerada como la fuente o el origen del agua que escurre o se encuentra en el subsuelo, por lo que el conocimiento de su volumen reviste una importancia trascendente y necesaria en zonas áridas.

2.4 tipos de precipitación

2.4.1 Por convección: Es la más común en los trópicos se origina por el levantamiento de masas de aire más ligero y cálido al encontrarse a su alrededor las masas de aire densas y frías.

2.4.2 Orográficas: La precipitación debida al levantamiento del aire producido por las barreras montañosas. El efecto de las montañas ejerce una acción directa de sustentación o se induce a turbulencias y corrientes de convección secundarias, produciéndose un enfriamiento de esta, condensación y precipitación.

2.4.3 Ciclónica: Está asociada al paso de los ciclones y ligada a los planos de contacto entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. El levantamiento de aire se origina por convergencia horizontal en la entrada de la masa de aire en un área de baja presión.

2.5 Precipitación en zonas áridas y semiáridas

La zona árida se caracteriza por tener una precipitación anual menor a los 400 mm. Y una época de secas de 8 a 12 meses, y la semiárida por tener una precipitación anual entre 400 a 700 mm. Con 6 a 8 meses seca.

Tabla 2.1: Clasificación de zonas secas según Melgs (1953).

Zona climática	Índice de humedad	Precipitación P (mm).	Apta para cultivos
Subhúmeda	$-20 < I < 0$	> 500 mm	Si
Semiárida	$-40 < I < -20$	200 – 500 mm	Si, para algunos pastos naturales.
Árida	$-56 < I < -40$	25 – 200 mm	No
Hiperárida	$I > -56$	< 25 mm	No

2.6 Escurrimiento

Garcias (1985) indica que la cantidad de agua que cae sobre una cuenca, una parte se evapora, otra se infiltra y una tercera escurre por las laderas. La primera debe considerarse como pérdida, pero la segunda y la tercera van a parar a los ríos, constituyendo su caudal, pero influyendo en el de distinta manera: en las vaguadas dan origen a las riadas, mientras que las de infiltración tienden a mantenerse la constancia de caudal.

2.6.1 Tipos de escurrimientos

2.6.2 Escurrimiento superficial directo: se mueve sobre la superficie del terreno en la red de drenaje superficial hasta alcanzar el punto de drenaje de la cuenca, y por tanto, no incluye aportaciones derivadas de la descarga natural de aguas subterráneas.

2.6.3 Escurrimiento sub-superficial: es debido a aquella parte de la precipitación que se infiltra y se mueve luego lateralmente a través de los horizontes superiores hacia la red de drenaje, en la forma de un manto freático efímero y superficial de carácter suspendido por arriba del nivel principal del manto freático.

2.6.4 Escurrimiento derivado de aguas subterráneas: es la parte del escurrimiento total debida a la percolación del agua infiltrada, que después de convertirse en agua subterránea, es descargada en la red de drenaje.

2.7 Tipos de corrientes

2.7.1 Corriente perenne: en una corriente perenne el punto más bajo del cauce se encuentra siempre abajo del nivel de aguas freáticas. Estas corrientes transportan agua durante todo el año y siempre están alimentadas, totalmente o en parte, por el agua subterránea, es decir son afluentes.

2.7.2 Corriente intermitente: transporta agua durante la época de lluvias de cada año, cuando el nivel freático asciende hasta quedar por encima del punto A. en época de secas el nivel freático queda por debajo de dicho punto y la corriente no transporta agua, salvo cuando se presenta alguna tormenta.

2.7.3 Corriente efímera o influente: el nivel freático esta abajo siempre del punto A y transporta agua inmediatamente después de una tormenta, y, en este caso alimentan a los almacenamientos de agua subterránea.

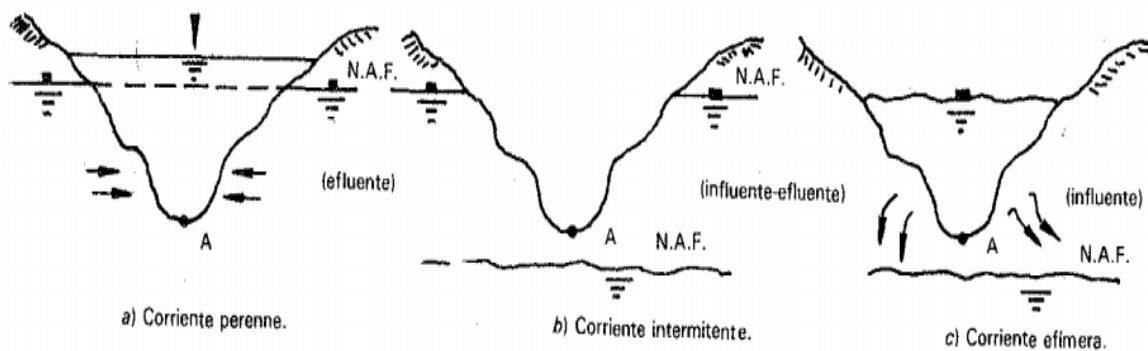


Figura 2.5: Clasificación de corrientes

2.8 Manejo de escurrimientos superficiales

El manejo de escurrimientos tiene particularidades para cada región, por lo que sus características, componentes y diseño deben adecuarse a las condiciones específicas de una. Los sistemas de manejo de escurrimientos son formas especializadas de riego superficial que incluyen estructuras de derivación y conducción de los escurrimientos (de canales naturales o cauces establecidos) y de distribución del escurrimiento en áreas relativamente niveladas.

La derivación y distribución se controla con bordos, zanjas de desviación, represas o una combinación de éstas, diseñadas para manejar un volumen determinado de agua.

Estos sistemas se diseñan para coleccionar agua de lluvia, de una área de escurrimiento y aplicarlo en terrenos de cultivo. Generalmente se diseñan para tormentas de 6 horas de duración con períodos de retorno de 1.25, 2, 5 y 10 años.

2.8.1 Tipos de sistemas para el control de escurrimientos

Estos sistemas se dividen en sistemas de flujo continuo y sistemas de entarquinamiento. Los de flujo se caracterizan por manejar el escurrimiento entre zanjas y bordos con drenaje libre del área de riego. Los sistemas de entarquinamiento retienen el agua aplicada en el área de riego hasta que esta se infiltra, el agua se almacena entre bordos y únicamente empieza a descargar hasta que se ha aplicado la lámina deseada, se recomienda cuando las avenidas son grandes y pueden ser controlados.

Tabla 2.2. Sistemas de manejo de escurrimiento (USDA s/f)

Tipo	Límite máximo de pendiente (%)	Gasto máximo (m^3/s)
Flujo		
Bordos dispersores	5	0.3
Bordos conductores	1.2	0.3
Bordos con salidas continuas	1.2	
Entarquinamiento		
Control manual	2	

2.8.2 sistema de flujo con bordos dispersores (bordo derramador)

Este sistema distribuye el agua concentrada en un corto periodo. Los bordos y zanjas se constituyen para conducir un volumen reducido de agua, la pendiente de la zanja varia de 0.3 o 0.4 % en el extremo superior cerca a la fuente de agua a 0% en el extremo inferior. El agua se conduce por zanjas y se controla con bordos distribuidos estratégicamente de manera que pueda ser distribuida lateralmente. Así, aunque el agua se mueva en una solo dirección en el bordo de dispersión, esta puede fluir en dos direcciones en el bordo de recuperación.

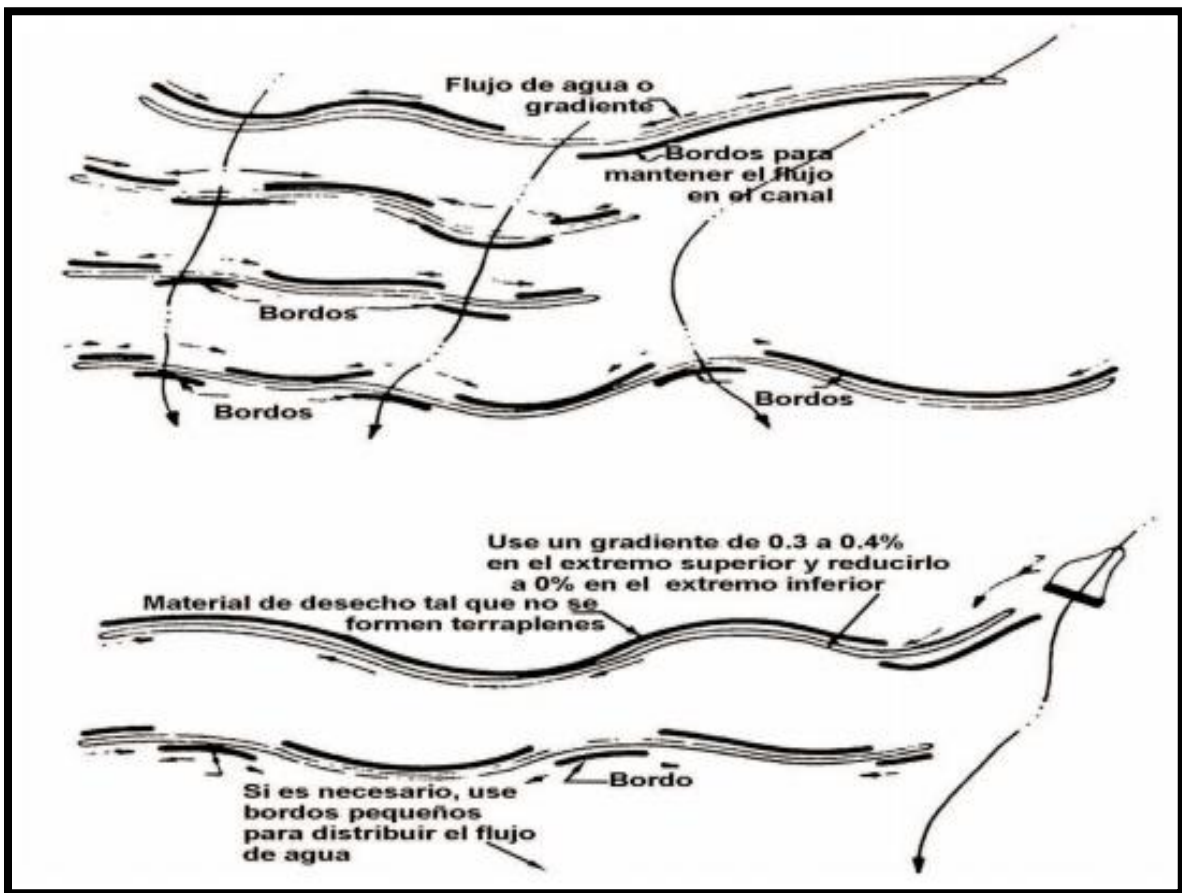


Figura 2.6: Sistema de flujo continuo con bordos dispersores (USDA s/f)

2.8.3 Sistema de bordos conductores

En este sistema se construye una zanja derivadora en la parte alta del área de cultivo y no se requiere de zanjas colectoras de escurrimiento. El agua se derrama aguas debajo de la zanja derivadora. A medida de que las aguas se mueve aguas abajo, es interceptada por un bordo al contorno, lo que permite que el agua se mueva al otro extremo del terreno. El bordo al contorno tiene un vertedor en el extremo, para permitir el paso del agua al bordo siguiente. El agua que fluye sobre el terreno, es colectada por otro bordo al contorno y desviada al extremo opuesto. Este sistema se repite hasta que se alcanza la parte final del terreno. En la mayor parte baja del campo, se construye un bordo que descarga el exceso de escurrimiento.

La pendiente máxima permisible para el uso de este subsistema es de 1.2 %; y la distancia máxima recomendada entre bordos es de 90 m. el espaciamiento de los bordos debe ser tal que mantenga una carga de agua en la parte aguas arriba del bordo de 0.2 m. la pendiente del terreno permitirá definir el espaciamiento entre bordos.

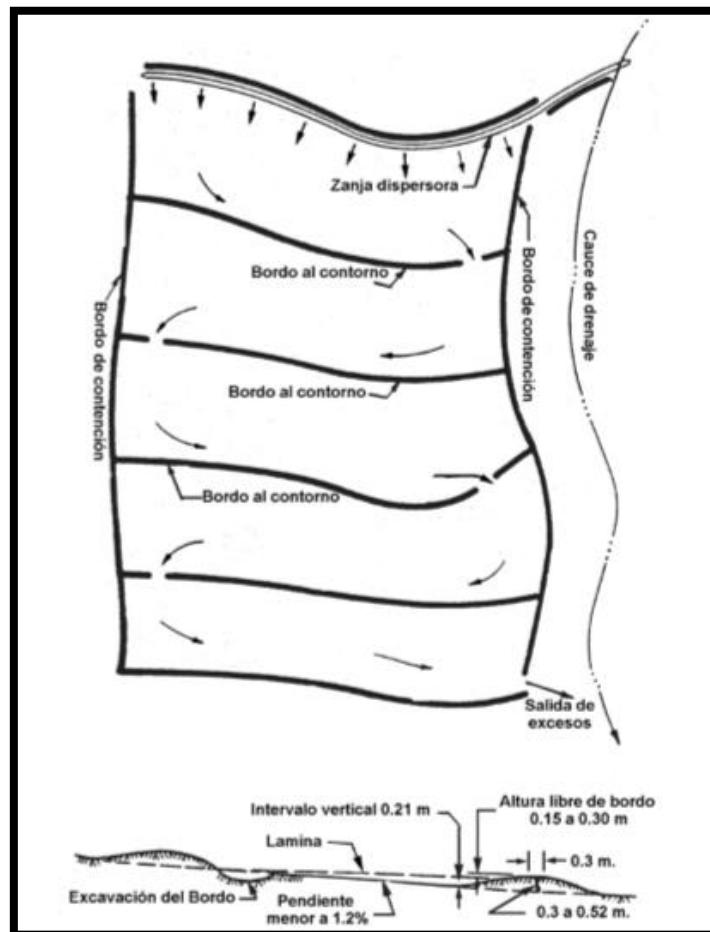


Figura 2.7: Bordos conductores (USDA s/f)

2.8.4 Sistema de Bordos conductores con salidas continuas

Este es una modalidad del subsistema de bordos conductores, pero en lugar de tener un solo vertedor, se colocan varias salidas (tubos de concreto, arcilla o metalo vertedores) distribuidas a lo largo del bordo. Es recomendable la construcción de un vertedor de emergencia como medida de seguridad en caso de obstrucciones en el desagüe.

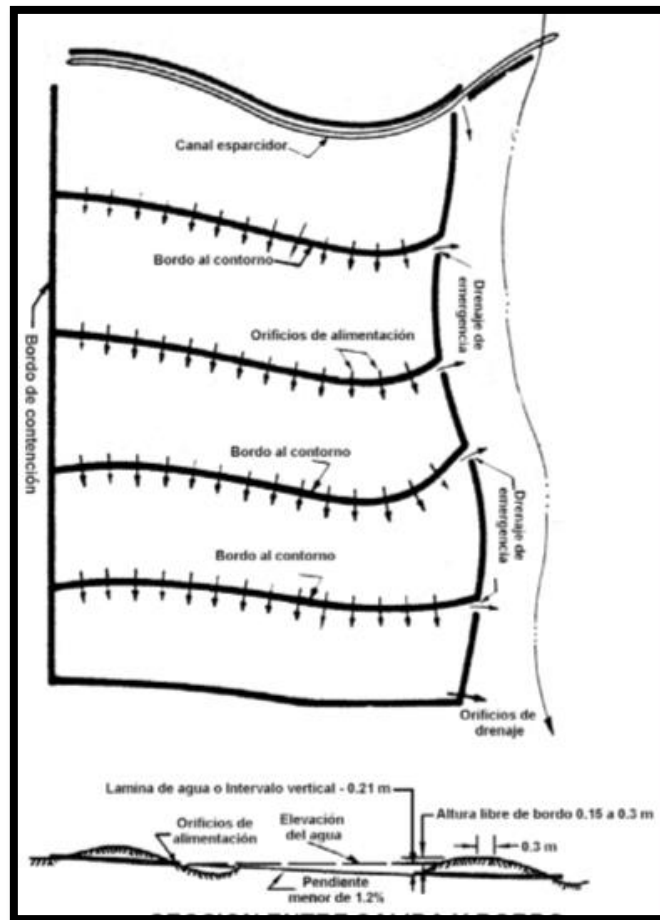


Figura 2.8: Sistema de bordos conductores (USDA s/f)

2.9 Entarquinamiento

Una de las prácticas que ayuden a la conservación y aprovechamiento de la humedad del suelo proveniente del agua de lluvias en zonas áridas y semiáridas del país, es entarquinamiento. La irrigación por entarquinamiento se le llama a la acción de humedecer el suelo de una sola vez a la profundidad de 1-1.5 m y más por el método de inundación. Las principales ventajas de la irrigación por entarquinamiento están determinadas por un diseño sencillo y un costo relativamente bajo para su construcción y operación llevado a obtener consistentemente altos rendimientos de los cultivos forrajeros, semillas y hierbas naturales de las praderas. Esta técnica utiliza aguas de crecida, también llamadas torrenciales, de avenida o broncas, provenientes de las sierras con la estación de lluvias, que son canalizadas a zonas planas donde son retenidas para su infiltración por bordos de tierra. La función principal es capturar el agua para dotar de humedad al suelo y crear una superficie de cultivo para la producción agrícola y alimento para ganado.

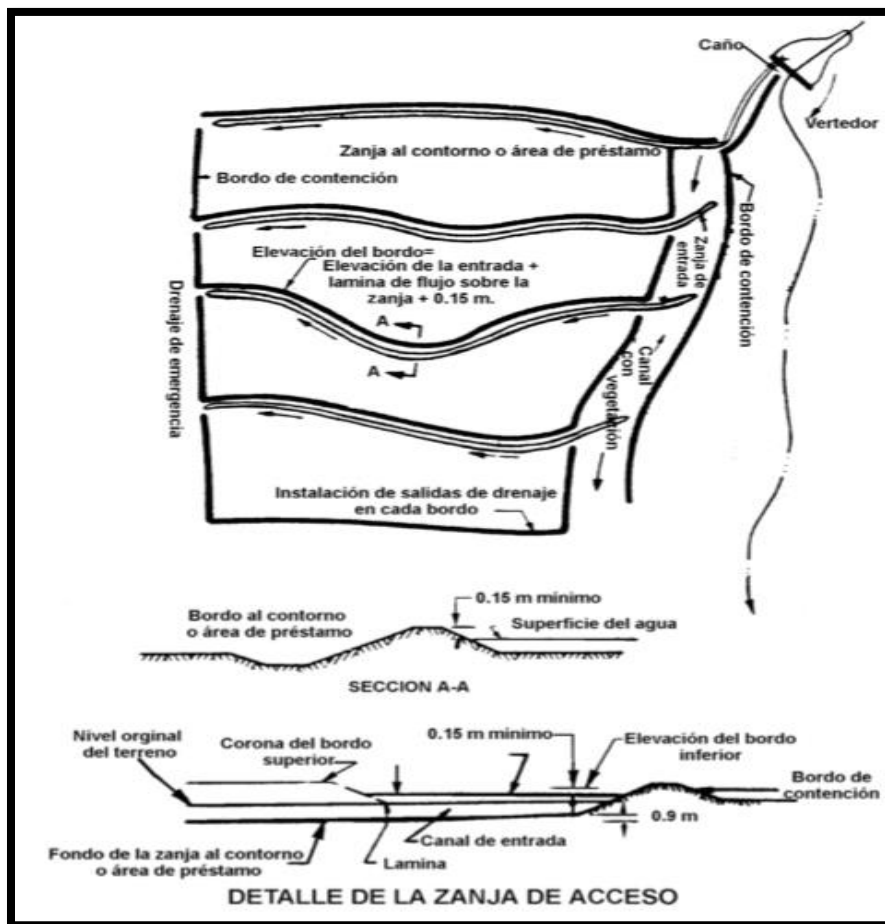


Figura 2.9: Entarquinamiento

2.10 Formas de captación del agua de lluvia “IN SITU”

La captación “IN SITU” de la lluvia se basa en la colección, conducción y almacenamiento del agua en la zona de raíces, para ello se han generado diversas tecnologías que consisten en realizar pequeñas represas a lo largo de los surcos, para reducir la erosión y el escurrimiento, aumentando la infiltración del agua. Otra forma de captación del agua “IN SITU”, es utilizando microcuencas, las cuales se componen de un área dedicada al escurrimiento y otra a la zona de raíces o de almacenamiento. El tamaño del área de escurrimiento es inversamente proporcional a la deficiencia de agua (uso consuntivo) y precipitación ocurrida durante el ciclo vegetativo y al coeficiente de escurrimiento.

La captación de lluvia y la conservación de la humedad en el suelo deben formar parte importante de las tecnologías involucradas en los diversos sistemas de producción, utilizados en la agricultura que depende de la lluvia (FAO 1972/Lal.R. 1975/National Academic of Sciences: 1979/ Tadmor H.N.and L. Shanon 1969), ya que esto permitirá una mayor disponibilidad de agua para las raíces y reducirá los efectos de sequía.

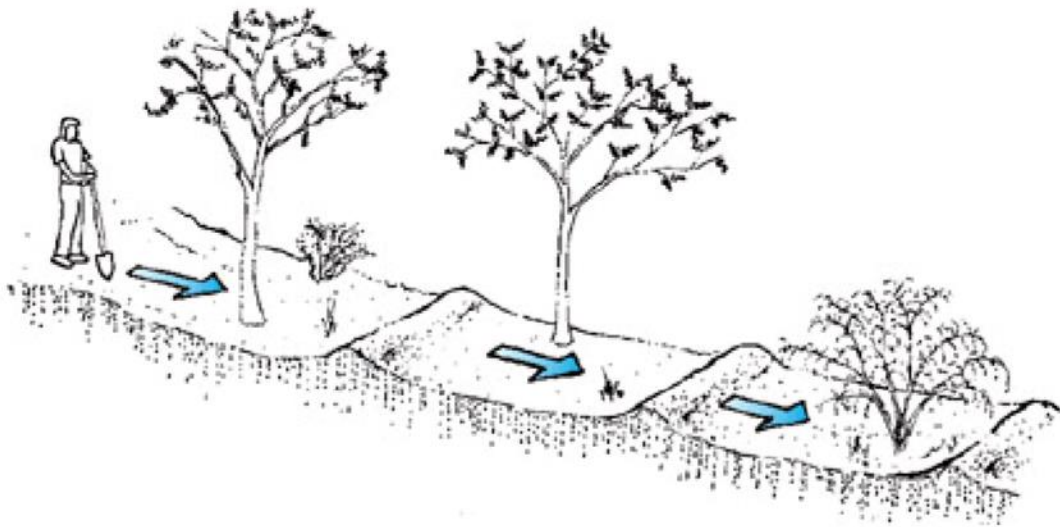


Figura 2.10: Captación de agua en microcuencas

2.11 Cuenca

Entendemos toda área o superficie del terreno que aporta sus aguas de escorrentía a un mismo punto de desagüe o punto de cierre. Una cuenca está formada por un entremado de ríos, arroyos y/o barrancos de mayor o menor entidad que conducen los flujos de aguas hacia un cauce principal, que es el que normalmente da su nombre a la cuenca; su perímetro es una línea curvada y ondulada que recorre la divisoria de vertido de aguas entre las cuencas adyacentes.

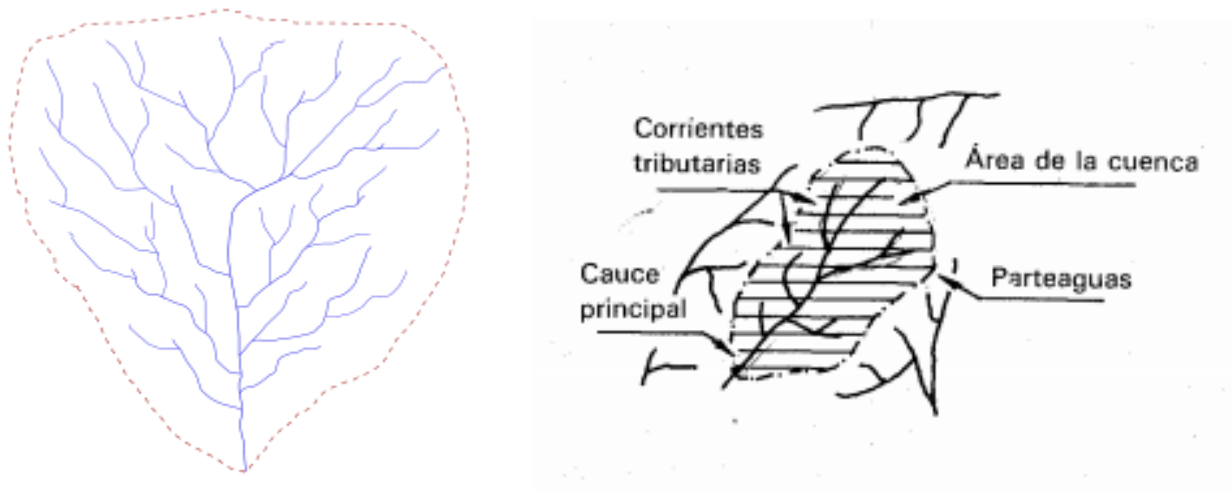


Figura 2.11: Esquema de una cuenca

2.11.1 Clasificación de tipos de cuencas

Cuencas hidrográficas

La cuenca hidrográfica es un territorio o definido por las líneas divisoras de las aguas en la cual se desarrolla un sistema hídrico superficial, formando una red de recursos de agua que concentran caudales hasta formar un río principal que lleva sus aguas a un lago o mar.

Cuencas hidrológicas

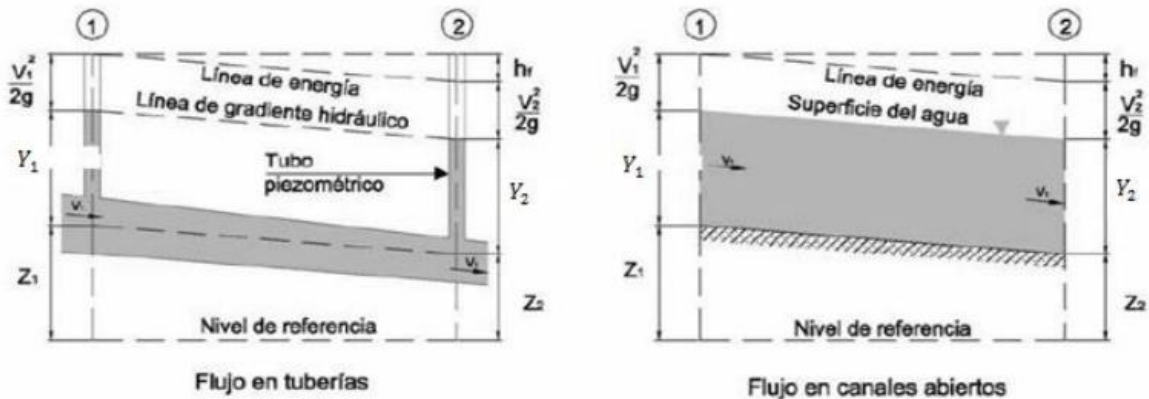
Este tipo de cuenca varía con lo anterior ya que contiene una corriente o bien un sistema de corrientes hídricas sub-superficiales y toda la estructura hidrológica subterránea como una sola unidad.

En México de acuerdo con las cartas de Hidrografía superficial de INGI, (diccionario de datos de hidrología superficial escala 1:250 000 y 1:1 000 000) 2001 en el país se divide por 37 regiones hidrológicas, 158 cuencas hidrológicas y 1003 sub-cuencas.

2.12 Descripción general de los canales hidráulicos

El flujo de agua en un conducto puede ser flujo en canal abierto o flujo en tubería. Estas dos clases de flujo son similares en muchos aspectos pero difieren en un aspecto importante.

El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, en tanto que el flujo en tubería no la tiene, debido a que en este caso el agua debe llenar completamente el conducto. Una superficie libre está sometida a la presión atmosférica.



2.12: Comparación entre flujo en tuberías y flujo en canales abiertos.

2.12.1 Tipo de canales

Existen dos tipos de canales, uno son los canales naturales, formados por la naturaleza, como lo son los ríos, arroyos etc... Los otros son los canales artificiales construidos por la raza humana como lo son los canales para riego, de navegación etc...

Dentro del conjunto de canales artificiales, existen varios tipos:

Canales revestidos. Son conductos en el que el tipo de piso y sus paredes laterales están formados de concreto, mampostería, duelas (tablas de madera).

Canales no revestidos. Son simplemente zanjas generalmente de secciones rectangulares o trapeciales.

Canales prismáticos. Un canal prismático reúne dos características: su sección y pendiente deben de ser constantes.

Canales no prismáticos. Son aquellos que les falte al menos una de las condiciones de los canales prismáticos.

Alcantarilla. Son conductos subterráneos, normalmente es tubería, que funciona con un flujo que la ocupa en forma parcial (en teoría estos conductos pueden trabajar totalmente llenos y siguen siendo canales, pero con una presión absoluta igual a la atmosférica en su parte superior interna) y principalmente es utilizada en el drenaje pluvial y sanitario para poblaciones.

2.13 Forma y nomenclatura de canales

Las formas de la secciones de canales pueden catalogarse como simétricas y asimétricas. Las secciones simétricas son las que al ser divididas por un eje vertical que pase por la mitad del ancho de la superficie libre, quedan dos áreas iguales en superficie y forma.

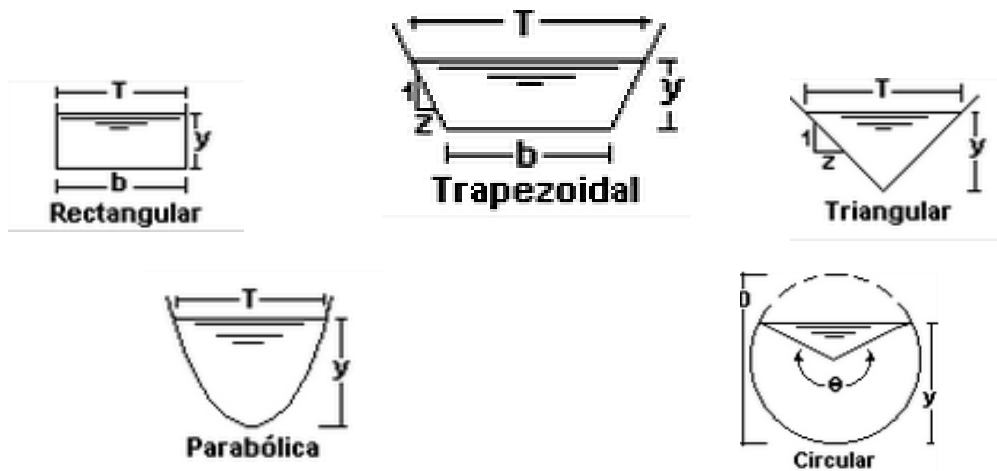


Figura 2.13: Canales de sección simétrica

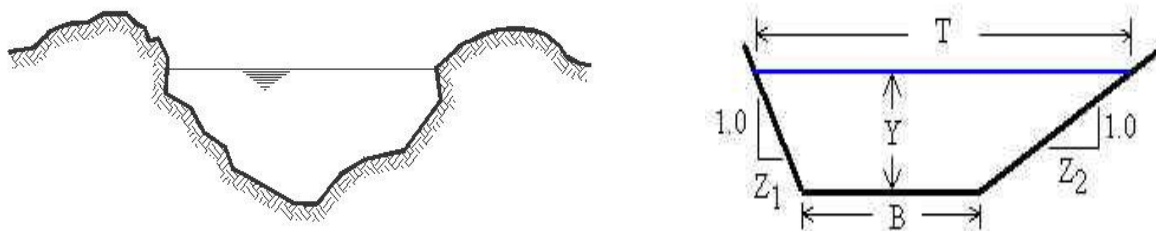


Figura 1Figura 2.14: Canales de sección asimétrica

2.14 Nomenclatura del canal

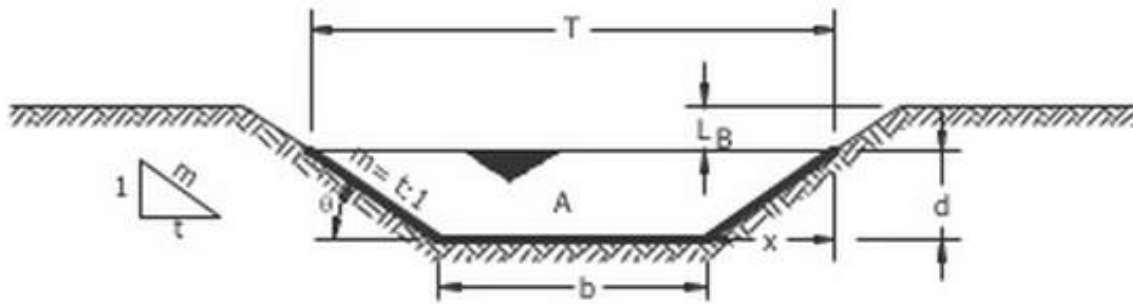


Figura 2.15: Canal trapecial

Tirante del canal. Es la máxima profundidad de la corriente en la sección de canal y se mide de dos maneras diferentes: una es en forma vertical, simbolizada con la letra **Y**. El otro modo es de forma perpendicular al piso del canal y se le representa con la letra **d**; la relación que existe entre **Y** y **d** es la siguiente ecuación:

$$y = \frac{d}{\cos\theta}$$

Dónde:

θ = Angulo de la pendiente del canal

Desde el punto de vista matemático, es cierta si el flujo es uniforme, por la sencilla razón de que los perfiles del piso del canal y la superficie libre son paralelos, por ser el tirante constante. Para pendientes inapreciables donde θ tienda a ser cero, el $\cos\theta$ es muy aproxima a la unidad y prácticamente **Y** es igual a **d**.

Ancho de la plantilla. Es el ancho del piso del canal y se representa con la letra **b**.

Ancho del espejo del agua. Es el ancho de la superficie libre del líquido y se le representa con la letra **T** (también se le conoce como ancho superior).

Corona del bordo. Es el ancho superior del bordo o pared lateral del canal y se le representa con la letra **C**.

Altura del bordo. Es la diferencia de alturas entre la plantilla y la corona. Su símbolo es la letra **H**.

Bordo libre. Es la altura del bordo del canal que está libre de flujo; además es el factor de seguridad para que la corriente no se desborde (es igual a $H - y$).

Angulo del bordo. Es el ángulo con respecto a un plano horizontal, del bordo inclinado del canal y se le presenta con la letra griega ϕ .

Talud del canal. Es la relación de la proyección horizontal con respecto a la proyección vertical, del bordo o pared lateral inclinada del canal. Se le representa con la letra Z . por ejemplo si un canal tiene un talud de 2:1 esto quiere decir que la proyección horizontal de la pared es el doble que la vertical; la relación del talud y su ángulo ϕ es la siguiente formula.

$$z = \cot\phi$$

Pendiente del canal. Es la pendiente que tiene el canal a su largo, y se le representa con la letra S_o . La relación de la pendiente y su ángulo θ es la siguiente expresión.

$$s_o = \tan\theta$$

Área hidráulica. Es el área A ocupada por el flujo en la sección del canal.

Es fácil observar que el incremento diferencial del área dA , producido por el incremento dy del tirante, es $dA = T dy$, y por lo tanto.

$$T = \frac{dA}{dy}$$

Perímetro mojado. Es la longitud p de la línea de contacto entre el agua y las paredes del canal es decir, no incluyen a la superficie.

Radio hidráulico. Es el cociente R_h del área hidráulica y el perímetro mojado.

$$R_h = \frac{A}{p}$$

Tirante medio o tirante hidráulico. Es la relación Y entre el área hidráulica y el ancho de la superficie libre.

$$Y = \frac{A}{T}$$

2.15 flujo de un canal

El flujo en un canal se describe como el movimiento de un líquido (el agua en nuestro caso), en un sistema que tiene una interfase entre dos fluidos diferentes; uno es el agua que fluye, y el otro es la atmosfera el cual aplica una presión constante en la frontera de las dos fases, conocida como superficie libre. Generalmente el flujo en un canal se debe a la acción de la gravedad y a cierta pendiente que tiene el canal a su largo, pero no necesariamente es cien por ciento cierto, por que puede existir el flujo en contra pendiente, prácticamente en tramos cortos, siempre y cuando la línea de energía especifica total del flujo no toque la superficie libre.

2.15.1 Flujo permanente y flujo no permanente

Se dice que el flujo en un canal abierto es **permanente** si la profundidad de flujo no cambia o puede suponerse constante durante el intervalo de tiempo en consideración.

El flujo es **no permanente** si la profundidad de flujo cambia con respecto al tiempo en consideración.

2.15.2 Clasificación de flujo en canales

Los diferentes tipos de flujo en canales se clasifican de la siguiente manera:

Permanente

- a) Uniforme
 - b) Variado
-
- 1) Gradualmente variado
- i. Acelerado
 - ii. Retardado o frenado
-
- 2) Bruscamente variado
- i. Acelerado
 - ii. Retardado

No permanente

- a) Uniforme (muy raro).
- b) Variado

1) Gradualmente variado

- i. Acelerado
- ii. Retardado

2) Bruscamente variado

- i. Acelerado
- ii. Retardado

2.15.3 Flujo uniforme y flujo variado.

Se dice que el flujo en canales abiertos **es uniforme** si la profundidad de flujo es la misma en cada sección del canal. Un flujo uniforme puede ser permanente o no permanente, según cambie o no la profundidad con respecto al tiempo.

El flujo uniforme permanente: es el tipo de flujo fundamental que se considera en la hidráulica de canales abiertos. La profundidad de flujo no cambia durante el intervalo de tiempo bajo consideración.

El flujo uniforme no permanente: requeriría que la superficie del agua fluctuara de un tiempo a otro pero permaneciendo paralela al fondo del canal.

El flujo es variado: si la profundidad de flujo cambia a lo largo del canal. Este último tipo de flujo puede ser clasificado también como:

Flujo rápidamente variado o gradualmente variado: si la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias comparativamente cortas, sino de otro modo se comporta gradualmente variado.

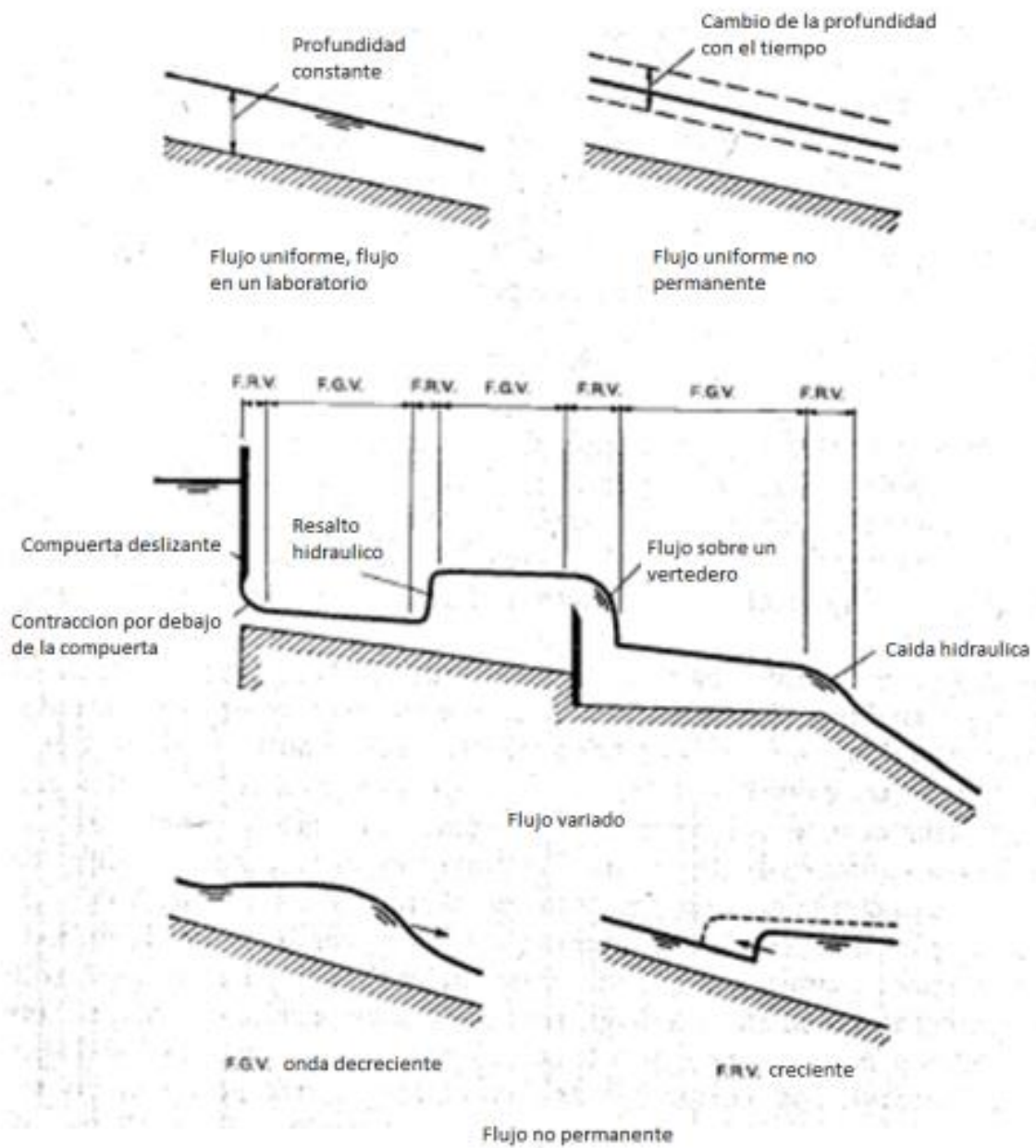


Figura 2.16: Diferentes tipos de flujo en canales abiertos F.G.V= flujo gradualmente variado. F.R.V= flujo rápidamente variado

2.15.4 Estado de flujo.

El estado o comportamiento del flujo en canales abiertos está gobernado básicamente por los efectos de la viscosidad y gravedad en relación con las fuerzas inerciales del flujo.

Efecto de la viscosidad: el flujo puede ser laminar, turbulento o transicional según el efecto de la viscosidad en relación con la inercia.

El flujo es laminar: si las fuerzas viscosas son muy fuertes en relación con las fuerzas inerciales, de tal manera que la viscosidad juega un papel importante para determinar el comportamiento del flujo.

El flujo es turbulento: si las fuerzas son débiles en relación con las fuerzas inerciales.

El efecto de la viscosidad en relación con la inercia puede representarse mediante el **número de Reynolds** definido por:

$$R = \frac{VL}{\nu}$$

Dónde V : velocidad de flujo, en pies /s.

L : Longitud, en pies

ν : Viscosidad cinemática, en pies^2/s

Si el:

$Re < 500$	el flujo es laminar
$Re > 12500$	el flujo es turbulento
$500 < Re < 12500$	el flujo es transicional

En el flujo transicional queda indeterminado si la corriente es laminar o turbulenta, con el número de Reynolds, por lo tanto se tienen que utilizar otra forma de procedimiento para saber con seguridad el otro tipo de flujo. Cabe aclarar que en corrientes de agua sobre todo en canales, muy raro que existan flujo transicionales.

Efecto de la gravedad: el efecto de la gravedad sobre el estado de flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas gravitacionales. La relación antes mencionada está dada por el número de Froude, el cual se representa como:

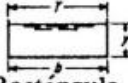




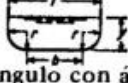
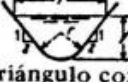
$$F = \frac{v}{\sqrt{gD}}$$

Donde v : es la velocidad de flujo, en pies/s.

g : es la aceleración de la gravedad en pies^2/s

L : es una longitud característica en pie

Tabla 2.3 Secciones de canal (chow, 1959)

Sección	Area A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superior T	Profundidad hidráulica D	Factor de la sección Z
 Rectángulo	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{1.48}$
 Trapezoide	$(b + xy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + x^2}$	$\frac{(b + xy)y}{b + 2y\sqrt{1 + x^2}}$	$b + 2xy$	$\frac{(b + xy)y}{b + 2xy}$	$\frac{[(b + xy)y]^{1.48}}{\sqrt{b + 2xy}}$
 Triángulo	xy^2	$2y\sqrt{1 + x^2}$	$\frac{xy}{2\sqrt{1 + x^2}}$	$2xy$	$\frac{3}{8}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2} xy^{2.48}$
 Círculo	$\frac{3}{8}(\theta - \text{sen } \theta)d_0^3$	$\frac{3}{2}\theta d_0$	$\frac{3}{8}\left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)d_0$	$\frac{(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)d_0}{2\sqrt{y(d_0 - y)}}$ or $\frac{(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)d_0}{2\sqrt{y(d_0 - y)}}$	$\frac{3}{8}\left(\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } \frac{1}{2}\theta}\right)d_0$	$\frac{\sqrt{2}}{32} \frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{1.48}}{(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)^{0.48}} d_0^{2.48}$
 Parábola	$\frac{3}{8}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{3}{8}y$	$\frac{3}{8}\sqrt{6} Ty^{1.48}$
 Rectángulo con ángulos redondeados	$\left(\frac{\pi}{2} - 2\right)r^2 + (b + 2r)y$	$(\pi - 2)r + b + 2y$	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y}{(\pi - 2)r + b + 2y}$	$b + 2r$	$\frac{(\pi/2 - 2)r^2}{b + 2r} + y$	$\frac{[(\pi/2 - 2)r^2 + (b + 2r)y]^{1.48}}{\sqrt{b + 2r}}$
 Triángulo con fondo redondeado	$\frac{T^2}{4s} - \frac{r^2}{s}(1 - s \cot^{-1} s)$	$\frac{T}{s}\sqrt{1 + x^2} - \frac{2r}{s}(1 - s \cot^{-1} s)$	$\frac{A}{P}$	$2[s(y - r) + r\sqrt{1 + x^2}]$	$\frac{A}{T}$	$A \sqrt{\frac{A}{T}}$

*aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x < 1$, donde $x = 4y/T$ si $x > 1.0$, entonces use la expresión: $p = (T/2) \sqrt{1 + x^2} + (1/x) \ln(x + \sqrt{1 + x^2})$

2.16 Distribución de velocidades en una sección de canal

Debido a la presencia de la superficie libre y a la fricción a lo largo de las paredes del canal, las velocidades en un canal no están uniformemente distribuidas en su sección. La máxima velocidad medida en canales normales a menudo ocurre por debajo de la superficie libre a una distancia de 0.05m a 0.025m de la profundidad.

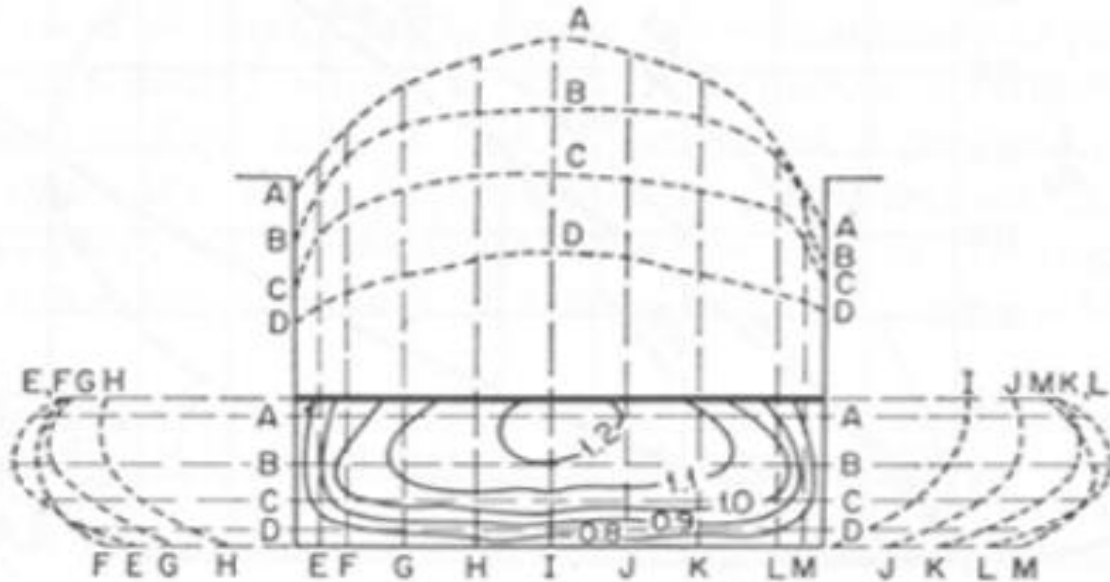


Figura 2.17: Distribución de velocidades en un canal rectangular

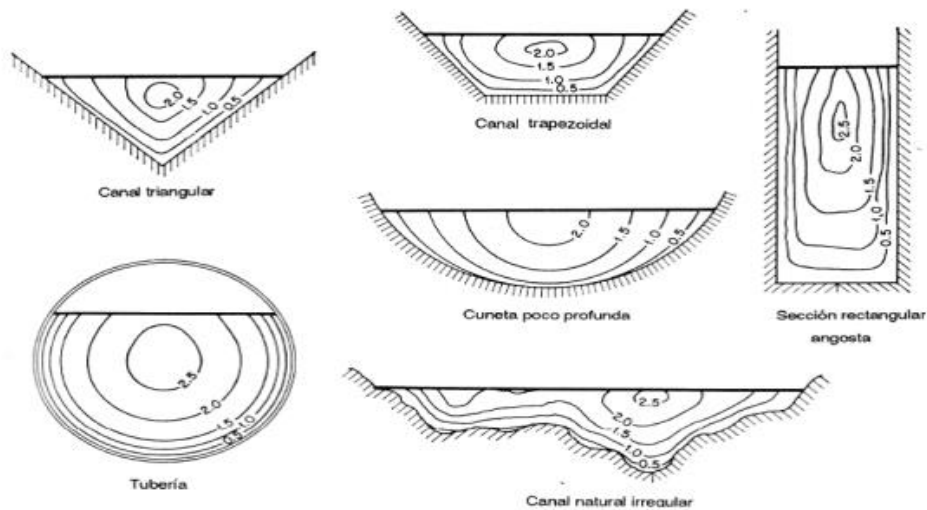


Figura 2.18: Curvas comunes de igual velocidad en diferentes secciones del canal

La distribución de velocidades en una sección de canal depende también de otros factores, como una forma inusual de la selección, la rugosidad del canal y la presencia de curvas.

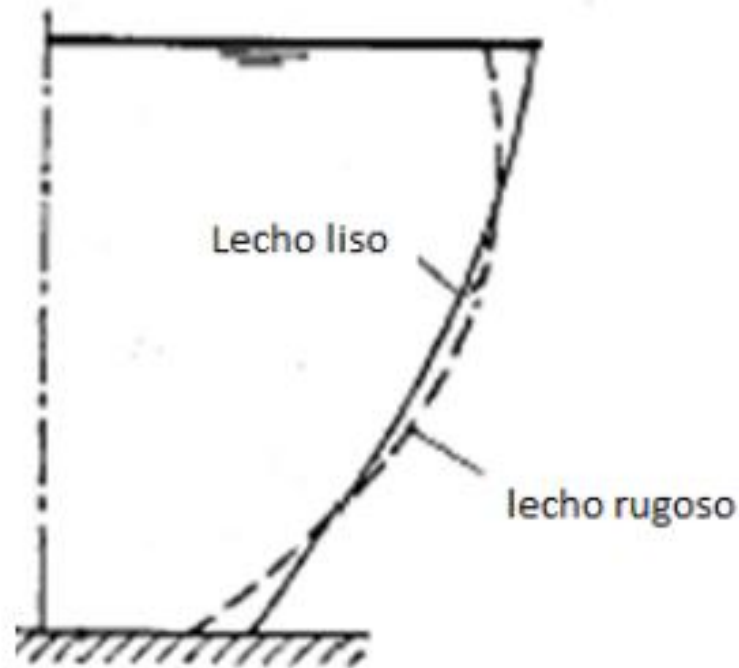


Figura 2.19: Efecto de la rugosidad en la distribución de velocidades en un canal Abierto.

2.16.1 Expresión de la velocidad en flujo uniforme

Para cálculos hidráulicos la mayor parte de ecuaciones prácticas de flujo uniforme pueden expresarse con la ecuación de flujo uniforme:

$$v = RC^x S^y$$

Donde “V” es la velocidad media en ft/s, “C” es un factor de resistencia al flujo, “R” es el radio hidráulico en ft, “S” es la pendiente de la energía y “x” y “y” son exponentes.

El factor “C” varía con la velocidad media, Radio hidráulico, y con la rugosidad de la superficie del canal, viscosidad y muchos otros factores. Para hacerlo más práctico se supone que el flujo en un canal natural es uniforme bajo condiciones normales.

Algunas variables que se deben de tomar en cuenta para una buena ecuación de flujo uniforme, para canales con transporte de sedimentos y flujo turbulento son:

- A Es área mojada
- V La velocidad media
- V_{ms} La velocidad máxima en la superficie
- P El perímetro mojado
- R Radio hidráulico
- y La máxima profundidad del área mojada
- S_w La pendiente de la superficie del agua
- η Coeficiente de rugosidad del canal
- QS La carga de sedimentos en suspensión
- Qb La carga de lecho
- μ Viscosidad dinámica del agua
- T Temperatura del agua

Hay muchas ecuaciones de flujo, pero no todas cumplen con las variables antes mencionadas, pero las ecuaciones que son más utilizadas son las de **Chezy** y **Manning**. También se han deducido ecuaciones teóricas de flujo uniforme en base a distribución de velocidad teórica a través de la sección del canal.

2.17 Ecuación de chezy

Se dice que probablemente la primera ecuación de flujo uniforme fue desarrollada por Antoni Chezy, y tal famosa ecuación es:

$$v = C\sqrt{RS}$$

Dónde:

V : Velocidad media en pies/s

R : radio hidráulico en pies

S : pendiente de la línea de energía

C : Factor de resistencia al flujo, conocido como C de Chezy

Se han establecido tres ecuaciones básicas para calcular el factor de resistencia de Chezy(C).

2.17.1 Ecuación de Ganguillet Kutter

$$C = \frac{41.65 + \frac{0.00281}{S} + \frac{1.811}{n}}{1 + (41.65 + \frac{0.00281}{S}) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

2.17.2 Ecuación de Powell

$$C = -42 \log\left(\frac{c}{4R} + \frac{e}{R}\right)$$

2.17.3 Ecuación de Bazin

$$C = \frac{157.6}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

De todas las ecuaciones anteriores la que más ha tenido datos satisfactorios es la de Ganguillet Kutter ya que se dedujo en detalle a partir de datos de mediciones de flujo en canales de diferentes tipos, le sigue la ecuación de Bazin y luego la de Powell, en cuestión de presentar datos satisfactorios.

2.18 Ecuación de manning

Esta ecuación que en un principio fue dada en forma complicada por Manning y luego simplificada por otros, quedando dicha ecuación de la siguiente manera:

$$v = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Dónde:

V: velocidad media en pies/s

R: radio hidráulico en pies

S: pendiente de la línea de energía

n: es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Esta ecuación fue deducida a partir de siete ecuaciones diferentes, basada en datos experimentales de Bazin y además verificada mediante 17 observaciones. Ya que esta ecuación da resultados satisfactorios en aplicaciones prácticas y debido a su simplicidad, es la más utilizada en la práctica de cálculos de flujos de canales abiertos.

Como clave para la determinación correcta del factor de rugosidad de Manning se tiene que estudiar cuatro enfoques generales, estos son:

- Entender los factores que afectan el valor de “n”, para conocer el problema y disminuir el rasgo de incertidumbre.
- Consultar una tabla de valores comunes “n” para canales de diferentes tipos.
- Examinar y familiarizarse con canales comunes y sus coeficientes de rugosidad.
- Determinar “n” mediante un proceso analítico que se basa en la distribución de la velocidad teórica de la sección transversal y en los datos de medición de velocidad o rugosidad.

2.19 Energía específica

La energía específica en una sección de canal se define como la energía por unidad de masa de agua en cualquier sección de un canal medido con respecto al fondo de este.

La energía específica se representa con la ecuación siguiente:

$$E = d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación válida para pendiente grande}$$

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Ecuación válida para una pendiente pequeña}$$

$$(\alpha = 1)$$

La ecuación anterior como primer equivalencia representa a la energía específica que es igual a la suma de la profundidad del agua más la altura de la velocidad y la segunda equivalencia puede notarse que para una sección de canal y caudal Q determinado, la energía específica en una sección de canal solo es función de la profundidad de flujo, esta última se puede graficar contra la energía específica y se obtiene la curva de energía específica.

Para comprender de una mejor forma la ecuación de energía a continuación se presenta su interpretación, se aclara que es para un canal de pendiente baja.

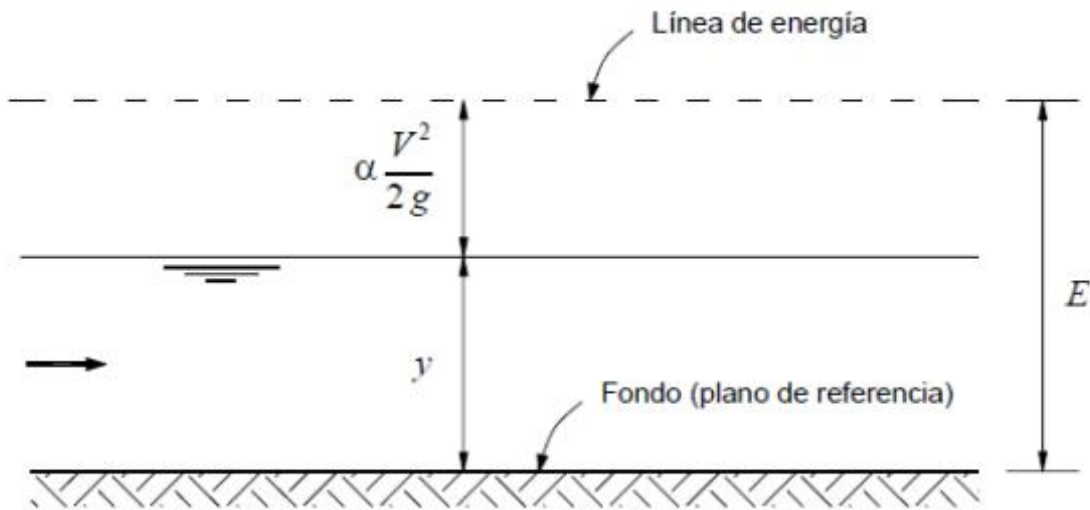


Figura 2.20: Interpretación gráfica de la energía específica

2.20 Salto hidráulico

El salto hidráulico es un movimiento rápidamente variado, con fuerte curvatura de las líneas de corriente. Se caracteriza por la gran disipación de energía. Se puede describir como el paso violento de un régimen supercrítico a uno sub-crítico. El salto hidráulico es un fenómeno tridimensional que se presenta grandes fluctuaciones de la velocidad y de la presión en cada punto; es decir, que tiene un alto radio de turbulencia, lo que se traduce en una alta capacidad de mezcla. En un salto hidráulico se produce también la incorporación de aire a la masa líquida, como también produce oleaje el cual se propaga aguas abajo.

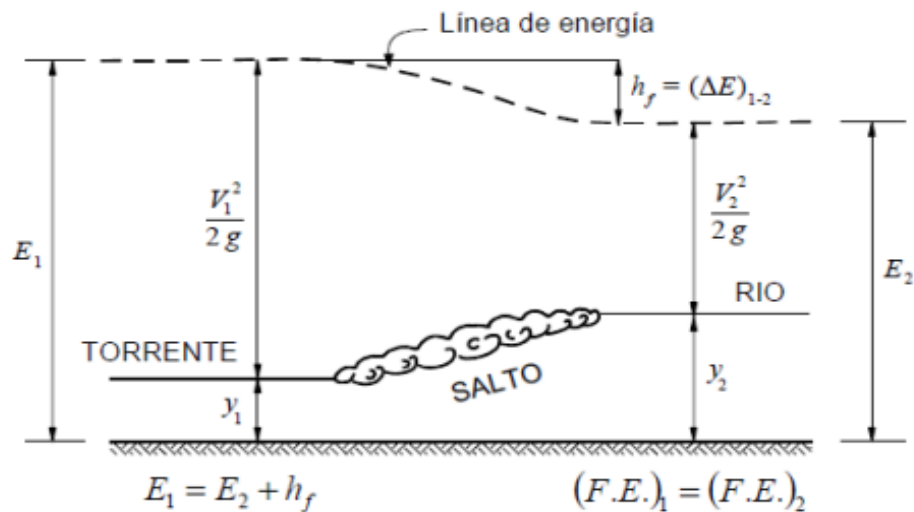


Figura 2.21: Salto hidráulico

2.20.1 Tipos de salto

Salto ondular: (la superficie libre presenta ondulaciones y presenta el resalto ondulante).



Figura 2.22: Salto ondulante

Salto débil: (la disipación de energía es pequeña, se desarrolla una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme).



Figura 2.23: Salto débil

Salto oscilante: (se produce el efecto de chorro, hay ondas superficiales).



Figura 2.24: Salto oscilante

Salto permanente o fijo: (buena disipación de energía (45 – 70 %), la extremidad de aguas abajo del remolino superficial y el punto sobre el cual el chorro de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurren prácticamente en la misma sección vertical se llama también “resalto estable”).



Figura 2.25: Salto estable

Salto fuerte: (gran disipación de energía 85%, el chorro de alta velocidad choca con paquetes de agua intermitentes que corren hacia abajo a lo largo de la cara frontal del resalto).



Figura 2.26: Salto fuerte

2.21 PERÍODO DE RETORNO (T)

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 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. Este periodo se considera como el inverso de la probabilidad, del m-ésimo evento de los n registros.

El valor del periodo de retorno se determina en función de la posición de la variable aleatoria ($P_{m\acute{a}x}$ o $Q_{m\acute{a}x}$ en su caso) en una tabla de valores, ordenados de mayor a menor.

$$T = \frac{n+1}{m} \quad \text{Y} \quad P = \frac{m}{n+1}$$

Dónde:

T: Período de retorno (años)
n= Número de años de registro.
m= Número de orden.
P= Probabilidad

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.

2.22 Estimación de la avenida máxima

El método que se use dependerá de los siguientes factores:

- 1) Disponibilidad de datos hidrométricos en el sitio de la obra o cerca de ella.
- 2) De las dimensiones del proyecto y la magnitud de los daños que ocasionaría el fracaso de la obra.

Considerando los factores enunciados, para el proyecto de obras de excedencias en pequeñas presas, o embalses definidos por un dique de altura con una capacidad inferior a 100,000m³ y altura entre 10 y 15 metros (Dal-Ré, 2003), se presentan los siguientes casos:

Sin construcciones ni cultivos aguas abajo.

La capacidad de la obra de excedencias en este caso puede estimarse por simple inspección de las huellas de aguas máximas en el cauce, en puentes, alcantarillas o en sitios donde la observación sea fácil y perfectamente delimitada. Para la determinación de la avenida máxima en este caso, puede usarse el **método de sección y pendiente**, eligiendo un tramo recto del cauce de 200 m de longitud, aproximadamente, donde puedan obtenerse las secciones hasta las huellas de aguas máximas. Se comparará el caudal así determinado, con el que se obtenga al tomar un 25% del calculado por medio de la **fórmula de Creager**.

Con construcciones y cultivos aguas abajo.

Como en el caso anterior, comparar el valor del método de la sección y pendiente, con el obtenido de tomar el 50% del calculado por la fórmula de Creager. En caso de poderse obtener los dos valores, el obtenido en el campo representa en forma más fidedigna las condiciones de avenida máxima, salvo en caso de estimaciones muy discutibles, quedando a criterio y responsabilidad del ingeniero la elección final.

2.22.1 Envoltentes de creager

La idea fundamental de este método es relacionar el gasto máximo (Q) con el área de la cuenca (Ac).

La fórmula de Creager para la "Envoltente Mundial" de escurrimientos, es la siguiente:

$$Q = C \left[\frac{A}{2.59} \right]^{0.936A^{-0.048}}$$

Dónde:

Q = Gastos de la avenida máxima en m^3/s .

C = la SARH tiene evaluado C para cada una de las 37 regiones hidrológicas del país.

A = Área de la cuenca en Km^2

2.22.2 Método de las huellas máximas

Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente, en un río donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforo. Para su aplicación se requiere solamente contar con topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida.



Figura 2.27: elemento de una sección transversal

Según la fórmula de *Manning*, la velocidad es:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

Dónde:

R = Radio hidráulico, m.

S_f = Pendiente de la línea de energía específica.

n = Coeficiente de rugosidad de *Manning*.

De la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = V * A$$

Dónde:

Q = Gastos de la avenida máxima en m^3/s .

A = área hidráulica, m^2 .

V = velocidad, m/s.

Utilizando las ecuaciones se puede escribir:

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

2.22.3 Fórmula racional

Este método asume que el máximo porcentaje de escurrimiento de una cuenca pequeña, ocurre cuando la totalidad de tal cuenca está contribuyendo al escurrimiento, y que el citado porcentaje de escurrimiento es igual a un porcentaje de la intensidad de lluvia promedio; lo anterior se expresa mediante la siguiente fórmula:

$$Q_p = \frac{CeIA_c}{360}$$

Dónde:

Q_p = gasto máximo m^3/s .

Ce = coeficiente de escurrimiento, adimensional

I = intensidad máxima de lluvia para un período de retorno dado, mm/h.

A_c = área de la cuenca, ha.

360 = factor de ajuste de unidades.

Q_p : Es el gasto máximo posible que puede producirse con una lluvia de intensidad I en una cuenca de área y coeficiente de escurrimiento C_e , que expresa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa.

2.22.4 Método racional modificado

La modificación al método racional consiste en utilizar los valores de lluvia máxima en 24 horas, para diferentes periodos de retorno, en lugar del valor de la intensidad de lluvia. El método considera que para un periodo crítico, la lluvia reportada en 24 horas puede presentarse en una hora; por tal razón este valor se debe expresar en cm/h. La fórmula queda de la siguiente manera.

$$Q = 0.028C_ePA$$

Dónde:

Q = escurrimiento máximo, en m^3/s .

C_e = Coeficiente de escurrimiento.

P = Lluvia de diseño para un período de retorno dado, en cm.

A = área de la cuenca, en ha.

2.23 Intensidad máxima de lluvia (I)

El cálculo hidrológico de la avenida de diseño en estructuras cuya cuenca es pequeña, como son: presas de almacenamiento; derivación o control de avenidas; alcantarillas y puentes pequeños; obras de drenaje agrícola y urbano, se deberá basar el análisis en la información disponible sobre lluvias máximas de la zona y en las características físicas de la misma.

Las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) son básicas en todo análisis hidrológico para la estimación de avenidas máximas por métodos empíricos e hidrológicos. En la actualidad, ya se cuenta con las curvas IDF de todo el país editadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

2.23.1 Tiempo de concentración

Para poder hacer uso de las curvas IDF, es necesario conocer el tiempo de concentración de la lluvia, que 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 calcula mediante la ecuación:

$$tc = \frac{L}{3600v}$$

Dónde:

tc = tiempo de concentración, h.

L = longitud del cauce principal de la cuenca, m.

v = velocidad media del agua en el cauce principal, m/s.

Otra manera de estimar el tiempo de concentración es mediante la fórmula de **Kirpich**.

$$tc = 0.000325 \frac{L^{0.777}}{S^{0.385}}$$

Dónde:

tc = tiempo de concentración, h.

S = pendiente del cauce principal.

L = longitud del cauce principal, m.

2.24 Situación actual del agua en México

Actualmente se dice que México tiene una disponibilidad de 4675 m^3 de agua por persona al año con una población de 59.6 millones de habitantes. Comparado con Canada, México tiene una disponibilidad de agua 20 veces menor y 30 veces mayor que Arabia Saudita. Con una disponibilidad de agua de 4675 m^3 por persona al año podría pensarse que en México no se tiene problemas de agua, sin embargo esto no es así, sobre todo en las regiones áridas y semiáridas, en donde existen infinidad de comunidades que carecen del vital líquido para subsistir.

A esta comunidades diferentes dependencias de gobierno a nivel municipal, estatal y federal las abastece perforando pozos construyendo aljibes abasteciéndolos con camiones cisternas, si bien es cierto que muchas comunidades el único camino que queda es perforándoles pozos a grandes profundidades o abastecerlos con camiones cisterna, también es cierto que en gran cantidad de esas comunidades se tiene un régimen subálveo. Es decir la sequedad que presentan los causes es solo aparente pues en el subálveo o lecho fluye el agua sobre una capa impermeable. El régimen subálveo representa un gran potencial que no se ha utilizado racionalmente.

2.24.1 Situación actual en el estado

La región norte del estado de Coahuila geográficamente se sitúa en la zona semiárida del país, donde las características del clima no favorecen el desarrollo de la agricultura, fundamentalmente por lo escaso y errático de las lluvias, pues el índice de precipitación oscila alrededor de los 515 mm anuales.

No obstante lo antes mencionado señalado, se sigue practicando la agricultura de temporal, misma que en un alto porcentaje se destina para el autoconsumo de los campesinos. derivado de los cambios que se están dando en los ciclos de lluvia y con la esperanza de obtener cosechas, los campesinos están dejando de sembrar cultivos básicos establecidos forrajes en su lugar, ya que la mayoría de las veces obtienen rendimiento (cuando hay cosecha) tan bajos que ni siquiera alcanzan a satisfacer las necesidades de autoconsumo.

2.25 Aguas superficiales

Aguas superficiales son aquellas que circulan sobre la superficie del suelo. Esta se produce por la escorrentía generada a partir de las precipitaciones o por el afloramiento de aguas subterráneas. Pueden presentarse en forma correntosa, como en el vaso de corrientes, ríos y arroyos, o quietas si se trata de lagos, reservorios, lagunas, humedales, estuarios, océanos y mares.

Para propósitos regulatorios, suele definirse al agua superficial como toda agua abierta a la atmosfera y sujeta a escorrentía superficial. Una vez producida, el agua superficial sigue el camino que le ofrece menor resistencia. Una serie de arroyos, riachuelos, corrientes y ríos llevan el agua desde áreas con pendiente descendente hacia un curso de agua principal.

Un área de drenaje suele dominarse como cuenca de drenaje o cuenca hidrográfica.

2.25.1 Aguas subterráneas

Se encuentra en aquellas formaciones geológicas que tienen porosidad llamados acuíferos. Cuando el agua alcanza una capa impermeable se acumula y forma depósitos subterráneos denominados acuíferos. Cuando las aguas subterráneas pasan a través de rocas calizas, las disuelven y produce un tipo de relieve llamado kárstico, formando cuevas con estalactitas y estalagmitas. El agua subterránea es muy importante. Mucha gente depende de ellas y extrae agua dulce de pozos. Representa un 25% del agua de los continentes. La contaminación de esta aguas constituye un grave problema para la salud.

2.25.2 Aguas meteorológicas

Son aquellas que provienen de la lluvia, granizo, nieve y/o hielo; para ser aprovechadas se construyen canaletas o bordos donde se almacenen el agua, la cual es necesario potabilizar si se requiere para su consumo humano.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1 Aspectos generales

Nombre de la obra: canal trapezoidal de tierra para el control de escurrimiento superficial

Comunidad beneficiada: ejido piedra blanca

Municipio: parras de la fuente

Estado: Coahuila

Inversión: \$3, 029,400.00

Finalidad de la obra: captar y conducir los escurrimientos superficiales hacia la presa piedra blanca (cuyo volumen de almacenamiento es mayor a un millón de metros cúbicos).

3.2 Propósito de la obra

Utilizar racionalmente el agua de escurrimiento superficial provocado por las lluvias y derivarlo hacia la presa piedra blanca con la finalidad de beneficiar a 200 ha de agricultura bajo condiciones de riego por gravedad y conductos cerrados.

3.3 Localización

La localización del canal proyectado se encuentra al suroeste del ejido piedra blanca y se llega el por camino de terracería que se encuentra entre la autopista y la carrera no. 40 saltillo torreón con coordenada inicial 25°36'34.01"N, 101°55'12.64"O y coordenada final 25°37'42.95"N, 101°53'22.62"O.

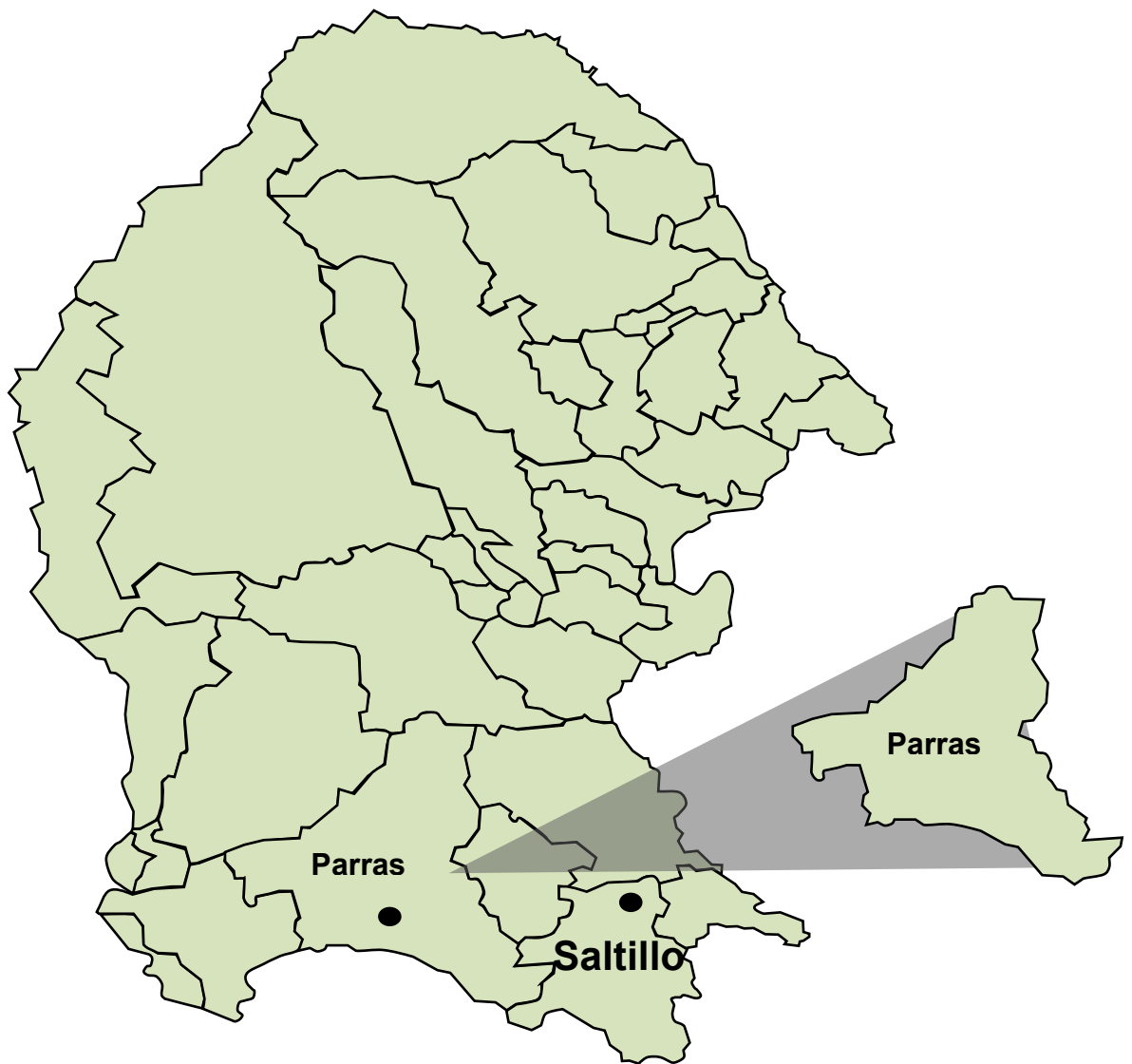


Figura 3.28: Macro localización de parras de la fuente

En el municipio de Parras de la Fuente se encuentra el ejido Piedra Blanca el cual se localiza en las coordenadas 25°39'29.35" latitud norte y 101° 52'51.05" longitud oeste a 1183 msnm, a una distancia de 106 km de Saltillo por la carretera No. 40 Saltillo-Torreón.

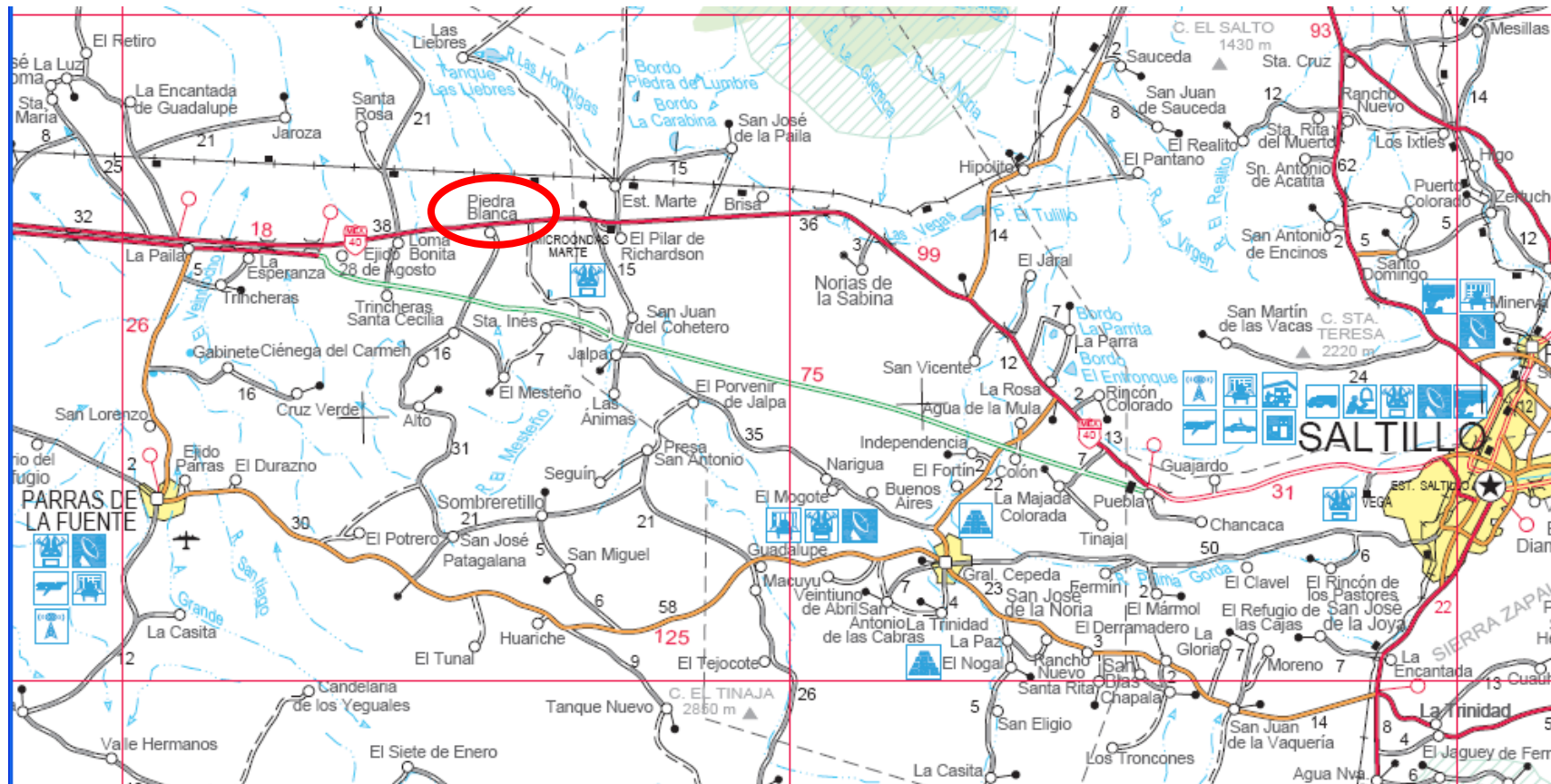


Figura 3.29: Vías de acceso al ejido piedra blanca.

3.4 Climatología

El clima de la región es BWhw (e), clima seco desértico cálido, con temperaturas media anual superior a 18°C. Con lluvias afines de verano extremo con oscilaciones entre 7 y 14°C. la vegetación de acuerdo a la S.R.H., es el matorral desértico microfilo (M.D.M) donde dominan los elementos arbustivos de hoja o folio pequeño la variante más notoria está constituida por la gobernadora (*Larrea divaricata*) como especie dominante. Hay también hojasesn, lechuguilla (agave lechuguilla), mezquite (*prosopis grandulosa*), granjeno y ocotillo. Su precipitación medio anual es de 300 mm.

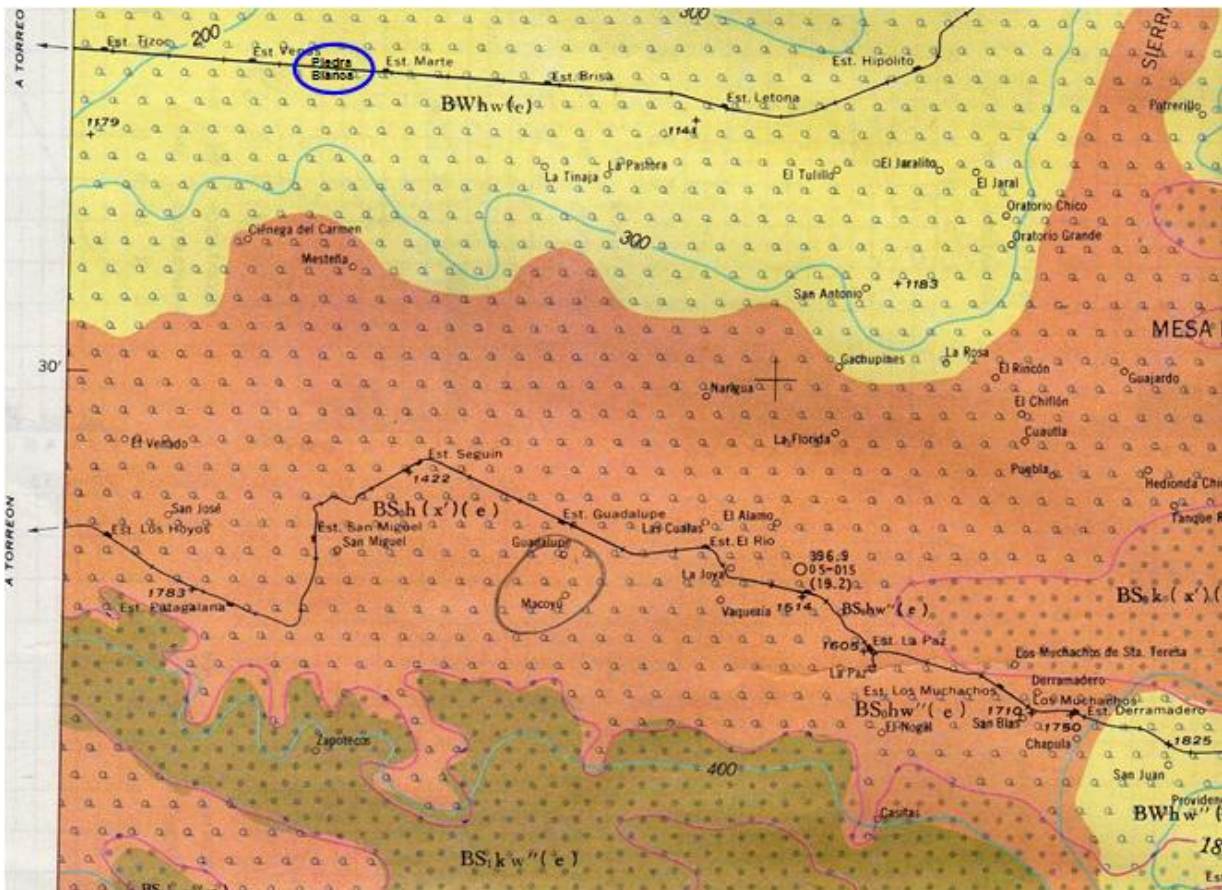


Figura 3.30: Ejido piedra blanca precipitación de 300 mm.

3.5 Vegetación

El ejido Piedra Blanca presenta zonas accidentadas como lomerío y valle. En el lomerío la vegetación se caracteriza por el matorral micrófilo como la gobernadora, hojasén, hierba del burro, uña de gato y chaparro prieto. En el valle la vegetación que se desarrolla es el matorral micrófilo inerme.

3.6 Geología

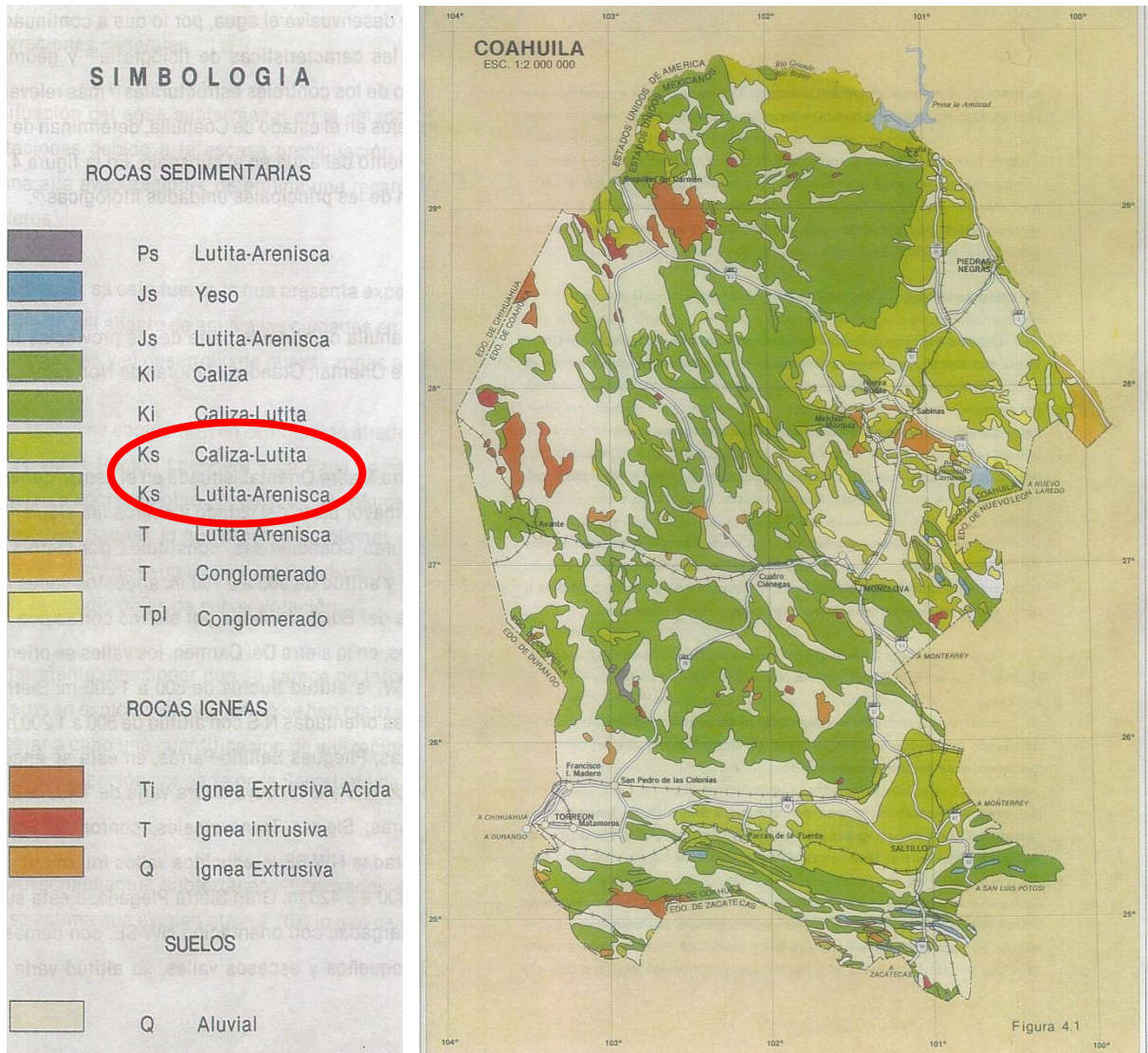


Figura.2.31: geología del estado de Coahuila

Figura 3.32 Normales climatológicas

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: COAHUILA DE ZARAGOZA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00005024 PARRAS

LATITUD: 25°26'18" N.

LONGITUD: 102°10'22" W.

ALTURA: 1,500.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL	
TEMPERATURA MAXIMA														
NORMAL		20.2	22.7	26.8	30.4	32.7	33.2	32.1	31.5	29.4	27.6	23.9	20.5	27.6
MAXIMA MENSUAL		26.0	26.2	30.2	33.5	36.1	37.1	34.8	34.2	34.5	31.4	26.6	24.6	
AÑO DE MAXIMA		1961	1962	1982	2006	1995	1982	1979	1970	1992	1979	2005	2008	
MAXIMA DIARIA		30.3	35.5	36.5	42.0	41.0	42.0	44.0	41.0	42.0	36.0	32.7	30.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	14/1961	10/1957	11/1957	05/1985	24/1989	05/1982	01/1992	02/1987	07/1992	30/1987	09/1969	17/2008		
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	
TEMPERATURA MEDIA														
NORMAL		13.2	15.1	18.6	22.2	24.7	25.6	24.9	24.3	22.4	20.2	16.7	13.8	20.1
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	
TEMPERATURA MINIMA														
NORMAL		6.1	7.5	10.4	14.0	16.6	17.9	17.8	17.1	15.3	12.8	9.4	7.1	12.7
MINIMA MENSUAL		2.8	3.3	7.6	10.0	13.3	15.1	14.9	14.4	12.9	10.6	5.8	4.0	
AÑO DE MINIMA		2008	2007	1969	1997	2001	2001	1988	2001	2008	1999	1987	1999	
MINIMA DIARIA		-10.8	-9.0	-3.0	1.7	7.0	7.0	7.0	1.7	6.0	0.0	-7.0	-8.0	
FECHA MINIMA DIARIA	11/1962	21/2007	09/1996	14/1980	14/1976	08/1997	03/2000	26/1995	09/1994	09/2000	28/2007	13/1997		
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	
PRECIPITACION														
NORMAL		13.1	8.9	7.1	9.7	27.9	45.7	69.2	65.7	68.0	27.5	13.5	20.0	376.3
MAXIMA MENSUAL		81.2	43.0	58.2	60.4	86.4	158.9	266.6	253.6	178.5	106.7	125.7	305.0	
AÑO DE MAXIMA		1984	1957	1967	1981	1983	1986	1976	1967	1978	1971	1976	1989	
MAXIMA DIARIA		73.4	32.1	26.7	26.2	69.0	45.0	58.0	64.0	122.2	53.0	54.0	130.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	30/1984	16/1957	03/1968	16/1981	27/1983	17/2000	12/1986	20/1967	24/1997	11/2003	25/1982	03/1989		
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	
EVAPORACION TOTAL														
NORMAL		116.4	137.2	207.8	230.5	244.0	231.2	209.5	195.9	160.1	148.5	125.3	111.6	2,118.0
AÑOS CON DATOS		43	46	47	44	46	46	45	47	47	45	45	45	
NUMERO DE DIAS CON LLUVIA														
NORMAL		2.9	2.1	1.3	2.1	4.6	6.9	9.9	9.0	8.1	4.4	2.0	3.0	56.3
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	
NIEBLA														
NORMAL		0.9	0.5	0.2	0.1	0.1	0.2	0.0	0.1	0.7	0.3	0.6	0.9	4.6
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	
GRANIZO														
NORMAL		0.1	0.1	0.0	0.1	0.3	0.2	0.2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	1.1
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	
TORMENTA E.														
NORMAL		0.1	0.2	0.2	0.4	1.2	1.6	2.8	2.4	1.2	0.6	0.0	0.1	10.8
AÑOS CON DATOS		47	48	50	49	49	49	48	49	49	47	47	47	

3.6 Estudios hidrológicos

Para el análisis hidrológico se tomó en cuenta los datos de las precipitaciones de la estación climatológica N° 00005024, del municipio parras de la fuente, Coahuila. Se obtuvo el periodo de retorno y la probabilidad de lluvias máximas.

fecha	lluvia (mm)	lluvia ordenado (mm)	numero de orden (m)	periodo de retorno T (años)	Probabilidad P (%)
1961	31.6	122.2	1	50	2
1962	43.7	73.4	2	25	4
1963	34.4	69	3	17	6
1664	40.5	64	4	13	8
1965	41	61	5	10	10
1966	25.5	61	6	8	12
1967	64	58	7	7	14
1968	44.3	57	8	6	16
1969	15.1	54	9	6	18
1970	39.4	53	10	5	20
1971	38.6	52.7	11	5	22
1972	42.3	52.5	12	4	24
1973	44.6	51	13	4	26
1974	19.7	45	14	4	28
1975	38	45	15	3	30
1976	51	44.6	16	3	32
1977	35.4	44.3	17	3	34
1978	61	44	18	3	36
1979	28	43.7	19	3	38
1980	28.3	43	20	3	40
1981	38.3	42.3	21	2	42
1982	54	42	22	2	44
1983	69	41	23	2	46

1984	73.4	41	24	2	48
1985	40	40.5	25	2	50
1986	58	40	26	2	52
1987	52.7	40	27	2	54
1988	44	39.4	28	2	56
1989	130	38.6	29	2	58
1990	52.5	38.5	30	2	60
1991	28.5	38.3	31	2	62
1992	31.1	38	32	2	64
1993	40	36	33	2	66
1994	57	35.4	34	1	68
1995	27	34.4	35	1	70
1996	28	32.1	36	1	72
1997	122.2	31.6	37	1	74
1998	14	31.1	38	1	76
1999	24	28.5	39	1	78
2000	61	28.3	40	1	80
2001	21	28	41	1	82
2002	38.5	28	42	1	84
2003	53	27	43	1	86
2004	41	25.5	44	1	88
2005	43	24	45	1	90
2006	36	21	46	1	92
2007	45	19.7	47	1	94
2008	45	15.1	48	1	96
2009	42	14	49	1	98
				$T = \frac{(n + 1)}{m}$	$P = \frac{m}{(n + 1)}$

Tabla 3.4 Precipitaciones máximas anuales, período de retorno y probabilidad de 49 años de parras de la fuente, Coahuila.

$$T = \frac{(n+1)}{m} \quad \text{y} \quad P = \frac{m}{(n+1)}$$

Dónde:

T: Período de retorno (años)

n= Número de años de registro.

m= Número de orden.

P= Probabilidad

Grafica de probabilidad de las precipitaciones máximas diarias de 49 años, obtenidos de la estación climatológica N° 00005024, municipio parras de la fuente, Coahuila.

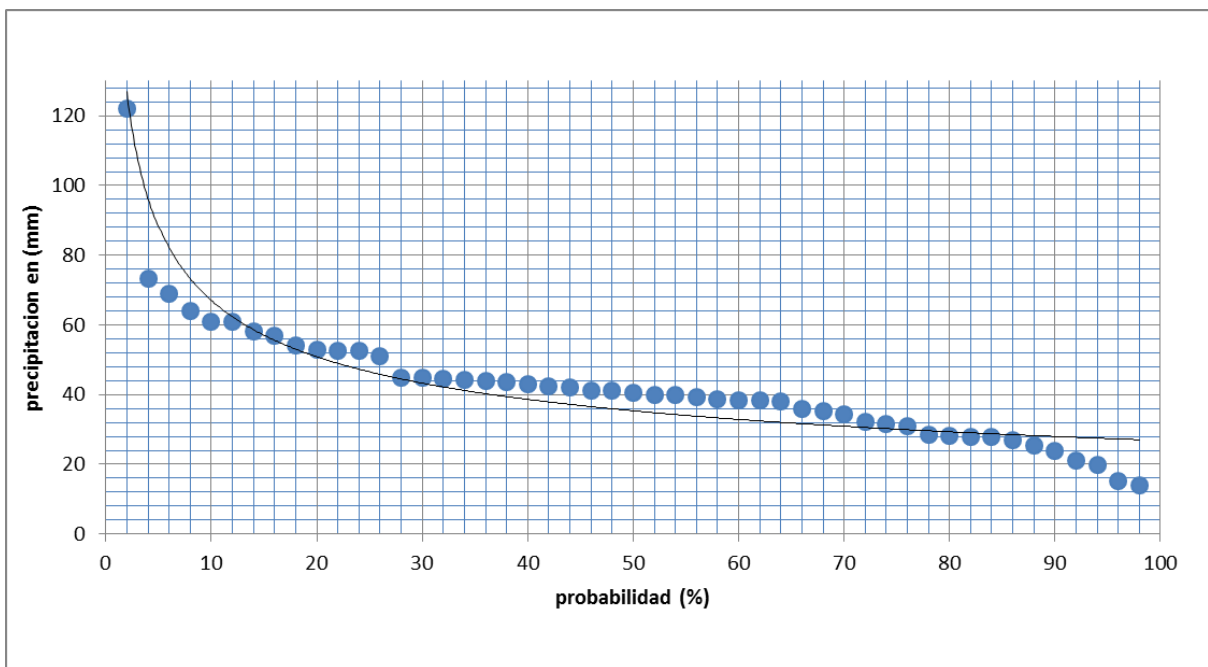


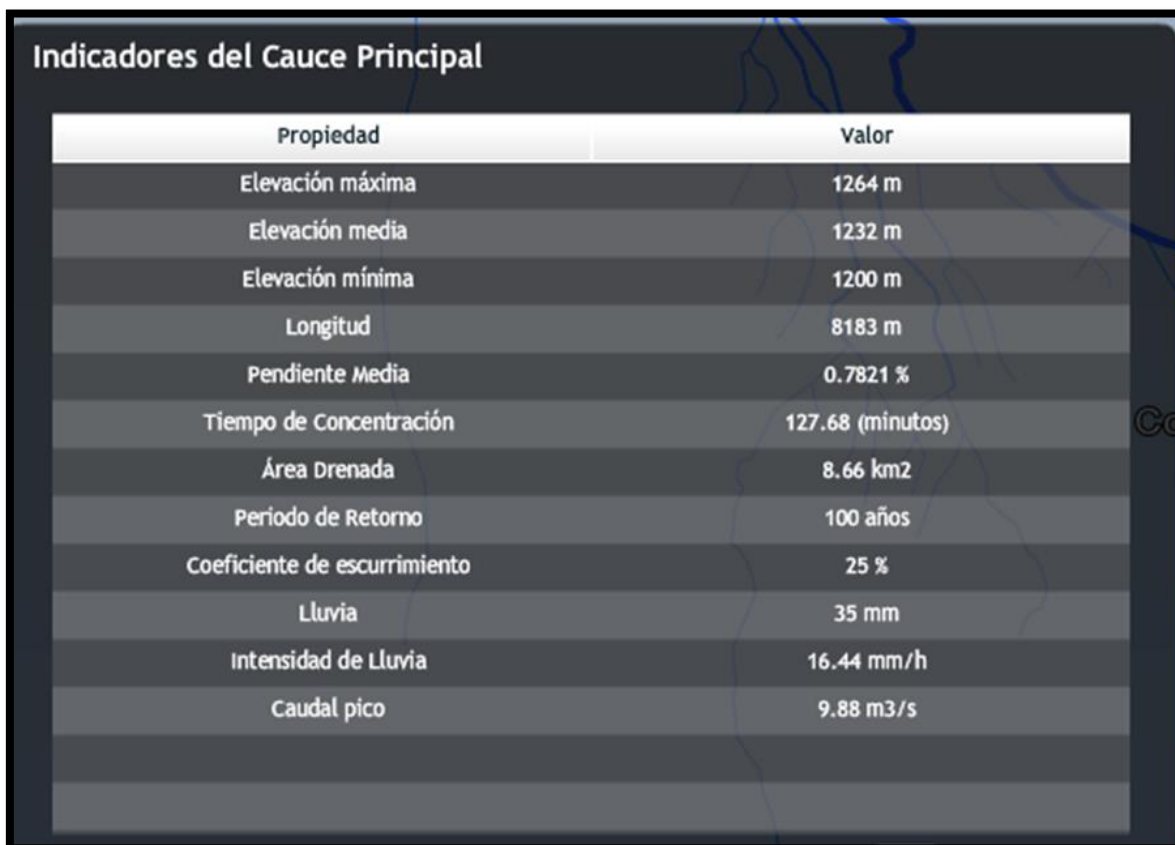
Figura 3.33: Curva de probabilidad de las precipitaciones máximas diarias (mm).

3.7 Estudios hidrológicos (SIATL)

De acuerdo con la ayuda del software satelital, simulador de flujos de agua de cuencas hidrográficas (**SIATL**); se obtuvo el área de la cuenca y con base a este dato se realizó el siguiente concentrado de estudios hidrológicos.

Área de la cuenca	17.75 km ² = 17750000 m ²
Precipitación media anual	300 mm = 0.3 m
Volumen anual por lluvia precipitada	53250000 m ³
Coefficiente de escurrimiento	10% = 0.1
Volumen anual escurrido	5325000 m ³
Volumen aprovechable	70% = 3727500 m ³

Tabla 3.5 Concentrado del estudio hidrológico de acuerdo al SIATL.



Indicadores del Cauce Principal

Propiedad	Valor
Elevación máxima	1264 m
Elevación media	1232 m
Elevación mínima	1200 m
Longitud	8183 m
Pendiente Media	0.7821 %
Tiempo de Concentración	127.68 (minutos)
Área Drenada	8.66 km ²
Periodo de Retorno	100 años
Coefficiente de escurrimiento	25 %
Lluvia	35 mm
Intensidad de Lluvia	16.44 mm/h
Caudal pico	9.88 m ³ /s

Figura 3.34: Indicadores del primer cauce principal obtenido con el software SIATL.

Indicadores del Cauce Principal

Propiedad	Valor
Elevación máxima	1247 m
Elevación media	1223 m
Elevación mínima	1200 m
Longitud	7245 m
Pendiente Media	0.6487 %
Tiempo de Concentración	123.80 (minutos)
Área Drenada	9.29 km ²
Periodo de Retorno	100 años
Coefficiente de escurrimiento	25 %
Lluvia	35 mm
Intensidad de Lluvia	16.96 mm/h
Caudal pico	10.94 m ³ /s

Figura 3.35: Indicadores del segundo cauce principal obtenido con el software SIATL.

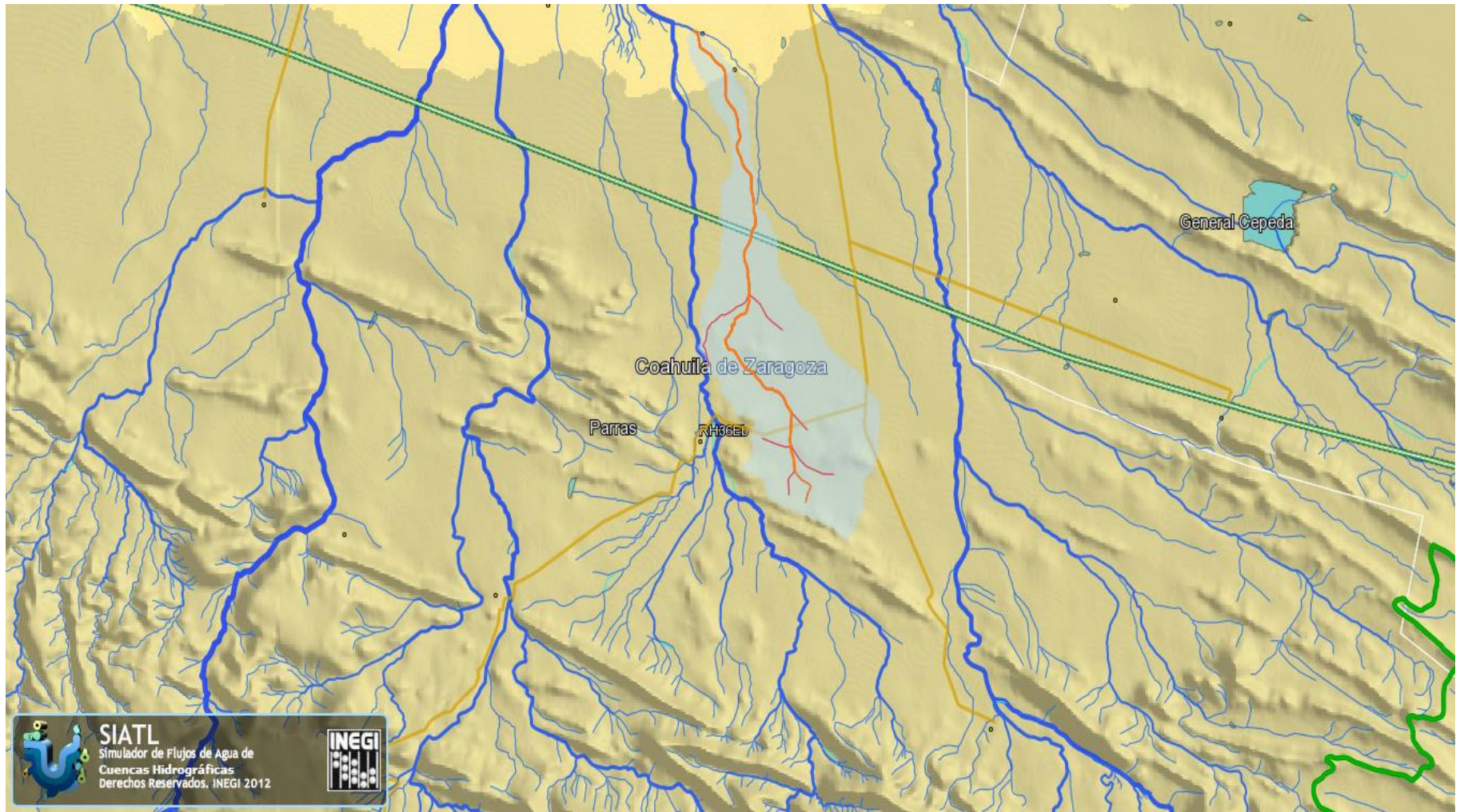


Figura 3.36: Cuenca hidrológica del ejido piedra blanca, municipio parras de la fuente, Coahuila

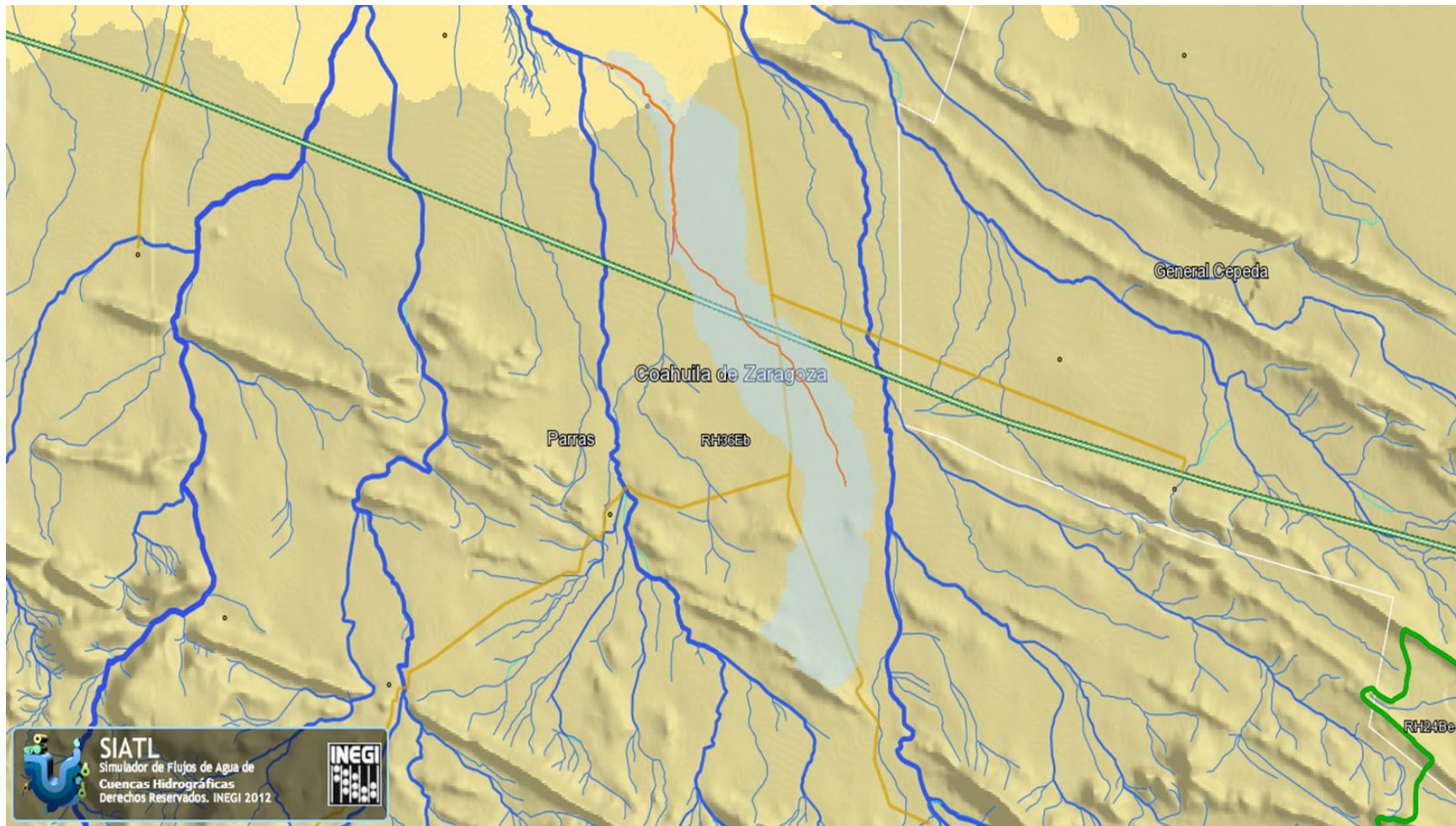


Figura 3.37: Cuenca hidrológica del ejido piedra blanca, municipio parras de la fuente, Coahuila.

3.8 Avenida máxima

Para determinar la avenida máxima utilizaremos graficas de gasto propuestos para proyectos de puentes en la República Mexicana en el cual el gasto está en función del área de la cuenca en km^2 . El gasto obtenido con la gráfica es de $39 m^3/seg$ para una cuenca de $17.75 km^2$.

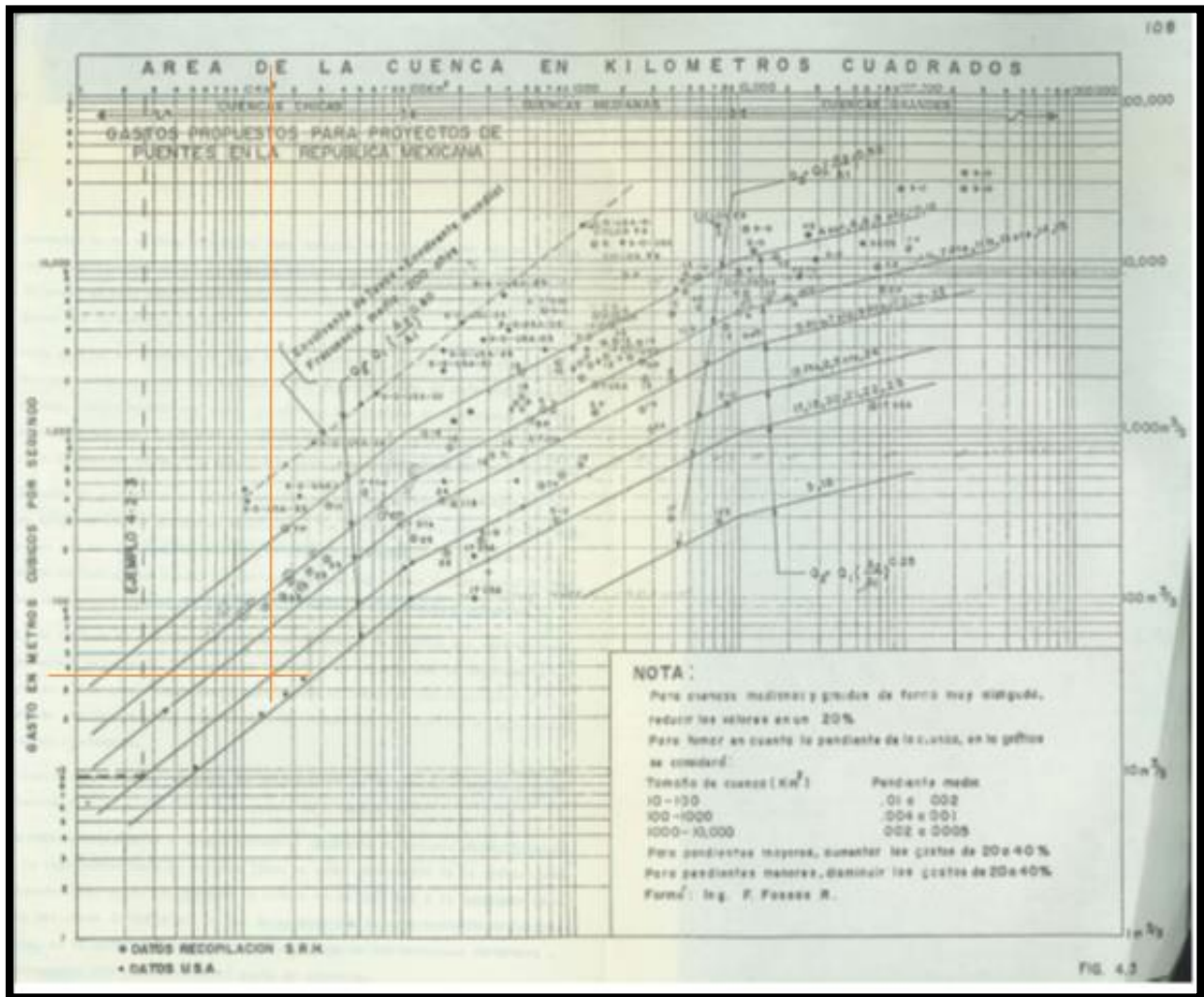


Figura 3.38 Grafica de gastos propuesto para Proyectos de puentes en la República Mexicana.

3.9 Coeficiente de escurrimiento

Para el cálculo del coeficiente de escurrimiento, se tomaron en cuenta las cartas topográficas de la región (INEGI, 1992), tenemos que saber las variables como el área de la cuenca la precipitación media, el tipo de terreno, que suelo es y la vegetación existente. En los cuadros posteriores podemos ver los coeficientes en función a las características de las variables mencionadas.

Ecuación para determinar el coeficiente de escurrimiento.

$$C_e = \left(\frac{C_e}{A_c} + \frac{C_e}{P_m} + \frac{C_e}{C_v} + \frac{C_e}{G_s} \right) / 4$$

Dónde:

C_e= coeficiente de escurrimiento

A_c= área de la cuenca

P_m= precipitación media anual

C_v= cobertura vegetal

G_s= grupo de suelo

Coeficiente de escurrimiento por área de cuenca	Área de cuenca (<i>km</i> ²)	$\frac{C_e}{A_c}$
	Menor de 10	0.20
	11 a 100	0.15
	101 a 500	0.10
Coeficiente de escurrimiento por área de cuenca	Precipitación media anual (mm)	$\frac{C_e}{P_m}$
	Menor de 800	0 a 0.05
	801 a 1,200	0.06 a 0.15
	1,200 a 1,500	0.16 a 0.25
	Mayor de 1,500	0.35
Coeficiente de escurrimiento por cubierta	Cubierta vegetal	$\frac{C_e}{C_v}$

vegetal	Bosque matorral	0.05 a 0.20
	Pastos y cultivos	0.01 a 0.30
	Sin vegetación	0.25 a 0.50
Coeficiente de escurrimiento por permeabilidad del terreno	Grupos de suelo	$\frac{Ce}{Gs}$
	Alta permeabilidad	0.05 a 0.25
	Moderada permeabilidad	0.01 a 0.30
	Baja permeabilidad	0.25 a 0.60

Tabla 3.6 Coeficientes de escurrimientos

Tabla 3.7 Coeficiente de escurrimiento de la cuenca en estudio.

Descripción		Coeficiente de escurrimiento
Área de la cuenca	17.95 Km²	0.15
Precipitación media anual	300 mm	0.05
Cubierta vegetal	Bosque matorral	0.12
Permeabilidad del terreno	Moderada permeabilidad	0.15

Ahora con los valores obtenidos de las tablas sustituimos en la ecuación para obtener el **coeficiente de escurrimiento**.

$$C_e = \left(\frac{C_e}{A_c} + \frac{C_e}{P_m} + \frac{C_e}{C_v} + \frac{C_e}{G_s} \right) / 4$$
$$C_e = (0.15 + 0.05 + 0.12 + 0.15) / 4$$
$$C_e = 0.117$$

Finalmente obtenemos que el coeficiente de escurrimiento sea de 0.117

3.9.1 Escurrimiento medio anual

Para el cálculo de EMA tomamos en cuenta la precipitación media anual de la zona y el área de la cuenca y los datos los plasmaremos en la siguiente ecuación.

$$EMA = (A * C_e * P_m)$$

Dónde:

EMA = Escurrimiento medio anual (m^3)

Ce = Coeficiente de escurrimiento.

A = Área de cuenca (Km^2)

Pm = Precipitación media anual (mm)

EMA = ($177500 m^2 \times 0.117 \times 0.3 m$)

EMA = **6230.25 m^3**

3.9.2 Cálculo del volumen anual escurrido

Tenemos que estimar el valor del volumen anual escurrido para que nos pueda llevar a un volumen anual por lluvia, esta operación es muy sencilla y consta en multiplicar el coeficiente de escurrimiento que obtuvimos de la cuenca de estudio por el escurrimiento medio anual (EMA) y así obtenemos el volumen anual escurrido.

$$VAesc = (Ce * EMA)$$

Dónde:

$VAesc =$ *coeficiente de escurrimiento*

$EMA =$ *escurrimiento medio anual m^3*

$$VAesc = (.117 * 6230.25m^3)$$

$$VAesc = \mathbf{728.93m^3}$$

3.9.3 Cálculo del volumen aprovechable medio anual

Para obtener el volumen aprovechable medio anual, se multiplicará el escurrimiento media anual por un coeficiente estimado de 0.70 o 70 %; ya que tenemos que tomar en cuenta las pérdidas por evaporación e infiltración que se consideran con un coeficiente de 0.20 o 20 %, más el coeficiente de escurrimiento que obtuvimos en la ecuación anterior. Por esta razón decimos que es 0.70.

$$VAMA = 0.7 * EMA$$

$$VAMA = 0.7(6230.25m^3)$$

$$VAMA = \mathbf{4361.175m^3}$$

Donde

$VAMA =$ *volumen aprovechable medio anual m^3*

3.9.4 Calculo de la avenida máxima por el método de Dickens

En 1865 C.H. Dickens publicó un artículo llamado Gasto de Avenidas de Ríos en donde planteo usar para el cálculo de las avenidas máximas la siguiente ecuación.

$$Q = 0.0139C(A)^{0.75}$$

Dónde:

Q= gasto del proyecto, en m^3/seg .

A= área de la cuenca en Km^2 .

C= coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la precipitación.

0.0139= factor de conversión y de homogeneidad de unidades.

La secretaría de comunicaciones y transportes propone valores de C extraídos del “Manual para Ingenieros de Carreteras” de Harger y Bonney”.

Características tipográficas de la cuenca.	Para precipitaciones de 10 cm en 24 horas.	Para precipitaciones de 15 cm en 24 horas
Terreno plano	200	300
Con lomerío suave	250	325
Con mucho lomerío	300	350

Tabla 1Tabla 3.8 Valores de C para obtener la avenida máxima.

Por lo tanto el coeficiente de la cuenca en estudio es: **300**

Por lo tanto:

$$Q = 0.0139C(A)^{0.75}$$

$$Q = 0.0139 * 300 * (17.75Km^2)^{0.75}$$

$$Q = \mathbf{36.06 m^3/seg.}$$

3.9.5 Métodos para calcular avenidas en cuencas no aforadas

Los métodos estarán en función de los datos que se tengan en cuanto a parámetros de precipitación, características de la cuenca, y de más datos que pueda haber en la región; en todos estos métodos es indispensable tener la carta topográfica del área a analizar donde se va a realizar el estudio. Es necesario tener en cuenta, que los datos de precipitación, no precisamente son de la cuenca en estudio dado que uno de los mayores problemas que existen es la falta de estaciones climatológicas. En algunas estaciones climatológicas existen solamente pluviómetros, razón de tomar como dato la lluvia máxima en 24 horas y en otras no se tiene la descripción de la lluvia, lo cual nos indican que se deben tomar los datos de precipitación de la estación más cercana, asumiendo que las características de la lluvia son semejantes, por ser una región con características similares (áridas y semiáridas).

Método de Ryves

$$Q = 10.106(A)^{0.67}$$
$$Q = 10.106(17.75\text{Km}^2)^{0.67}$$
$$Q = 69.42 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Dónde:

$A = \text{area de la cuenca Km}^2$

Método de Valentini

$$Q = 27(A)^{0.5}$$
$$Q = 27(17.75\text{Km}^2)^{0.5}$$
$$Q = 113.75 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Dónde:

$A = \text{area de la cuenca Km}^2$

Método de Kuichling

$$Q = \left(\left(\frac{3596.24}{A + 958.296} \right) + 0.081 \right) A$$
$$Q = \left(\left(\frac{3596.24}{17.75\text{Km}^2 + 958.296} \right) + 0.081 \right) 17.75\text{Km}^2$$
$$Q = 66.83 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Dónde:

$A = \text{area de la cuenca Km}^2$

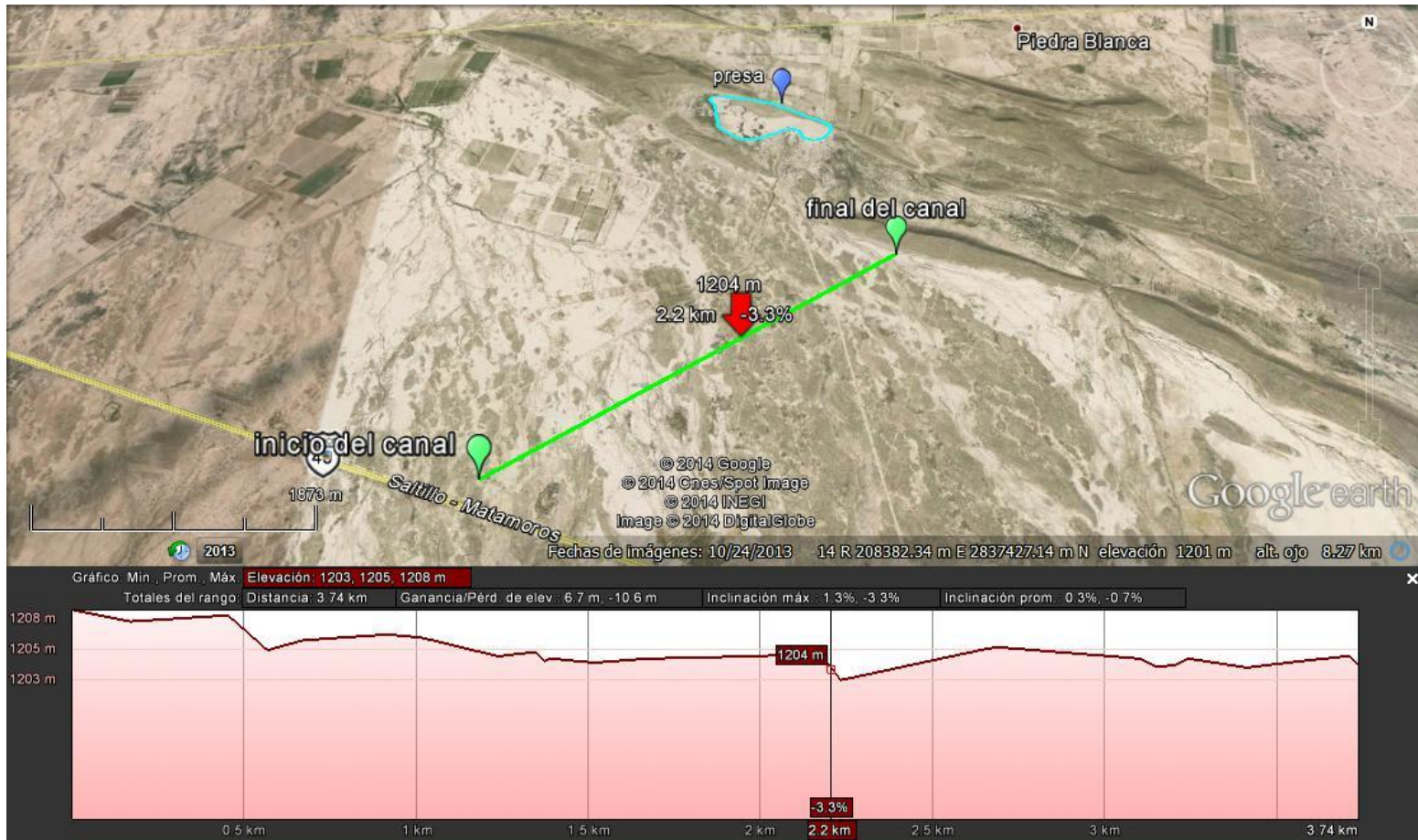
Método	Avenida máxima en $\text{m}^3/\text{seg.}$
Dickens	36.06
Ryves	69.42
Valentini	113.75
Kuichling	66.83

Tabla 3.9 Calculo de avenidas (S.A.R.H.,1985)*,(S.C.T.,1984)**

*Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

*Secretaria de Comunicación y Transporte

Figura3.39: Trazo y perfil del canal nuevo.



3.10 Diseño de la obra

3.10.1 Características de la obra

El canal trapezoidal de tierra que captara y conducirá el escurrimiento superficial tendrá las siguientes características de diseño para un gasto de **$39 \text{ m}^3/\text{seg}$** .

$$QASTO(Q) = 39 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$CORONA (C) = 15 \text{ m}$$

$$BASE DEL CANAL (B) = 15 \text{ m}$$

$$LONGITUD DEL BORDO = 21 \text{ m}$$

$$TALUD(Z) = 3:1$$

$$TIRANTE NORMAL (Yn) = 1.993 \text{ m}$$

$$TIRANTE CRITICO(Yc) = 0.8333 \text{ m}$$

$$AREA HIDRAULICA (A) = 41.82 \text{ m}^2$$

$$ESPEJO DEL AGUA (T) = 26.959 \text{ m}$$

$$PERIMETRO MOJADO (Pm) = 27.606 \text{ m}$$

$$RADIO HIDRAULICA (Rh) = 1.515 \text{ m}$$

$$VELOCIDAD NORMAL (Vn) = 0.933 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$VELOCIDAD CRITICA (Vc) = 2.674 \text{ m/seg}$$

$$ENERGIA ESPECIFICA = 1.158 \text{ m}$$

$$PENDIENTE(i) = 0.0008$$

3.11 Corte transversal del canal trapezoidal

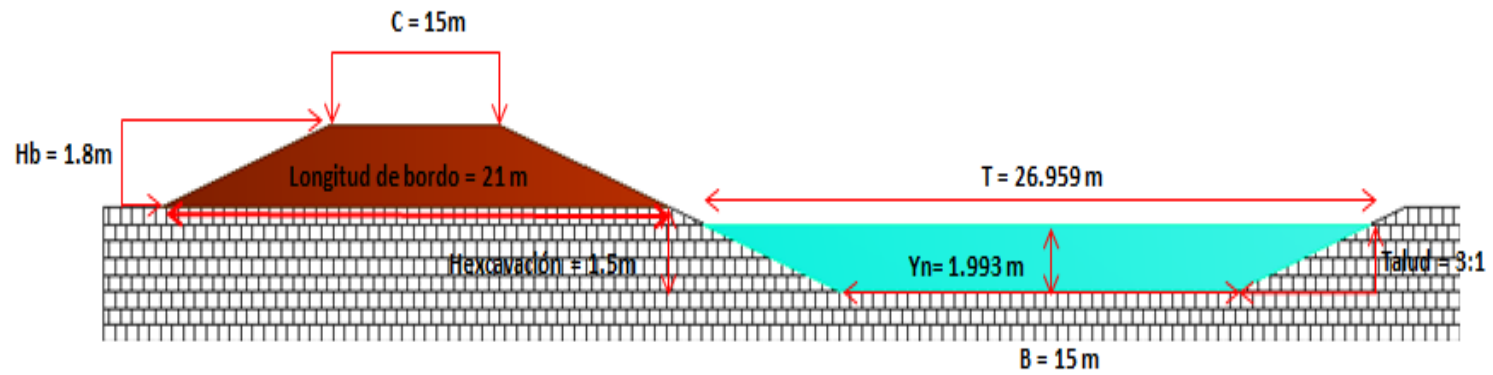


Figura 3.40: Corte transversal del canal

Tabla3.10 Calculo del tirante normal (método iterativo)

Tirante normal (m)	Área (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	Coeficiente (C)	Velocidad Normal (m/seg)	Qasto (m ³ /seg)	Base (m)	Talud 3:1	Coeficiente de rugosidad (n)	pendiente (i)
0.2	3.12	16.265	0.192	18.986	0.235	0.734	15	3	0.04	0.0008
0.3	4.77	16.897	0.282	20.248	0.304	1.451	15	3	0.04	0.0008
0.4	6.48	17.530	0.370	21.179	0.364	2.360	15	3	0.04	0.0008
0.5	8.25	18.162	0.454	21.919	0.418	3.447	15	3	0.04	0.0008
0.6	10.08	18.795	0.536	22.534	0.467	4.705	15	3	0.04	0.0008
0.7	11.97	19.427	0.616	23.061	0.512	6.129	15	3	0.04	0.0008
0.8	13.92	20.060	0.694	23.523	0.554	7.715	15	3	0.04	0.0008
0.9	15.93	20.692	0.770	23.934	0.594	9.462	15	3	0.04	0.0008
1	18.00	21.325	0.844	24.304	0.632	11.368	15	3	0.04	0.0008
1.1	20.13	21.957	0.917	24.641	0.667	13.433	15	3	0.04	0.0008
1.2	22.32	22.589	0.988	24.950	0.701	15.657	15	3	0.04	0.0008
1.3	24.57	23.222	1.058	25.236	0.734	18.040	15	3	0.04	0.0008
1.4	26.88	23.854	1.127	25.503	0.766	20.582	15	3	0.04	0.0008
1.5	29.25	24.487	1.195	25.752	0.796	23.285	15	3	0.04	0.0008
1.6	31.68	25.119	1.261	25.986	0.825	26.149	15	3	0.04	0.0008
1.7	34.17	25.752	1.327	26.207	0.854	29.176	15	3	0.04	0.0008
1.8	36.72	26.384	1.392	26.416	0.881	32.366	15	3	0.04	0.0008
1.9	39.33	27.017	1.456	26.615	0.908	35.722	15	3	0.04	0.0008
1.9932	41.82	27.606	1.515	26.792	0.933	39.000	15	3	0.04	0.0008

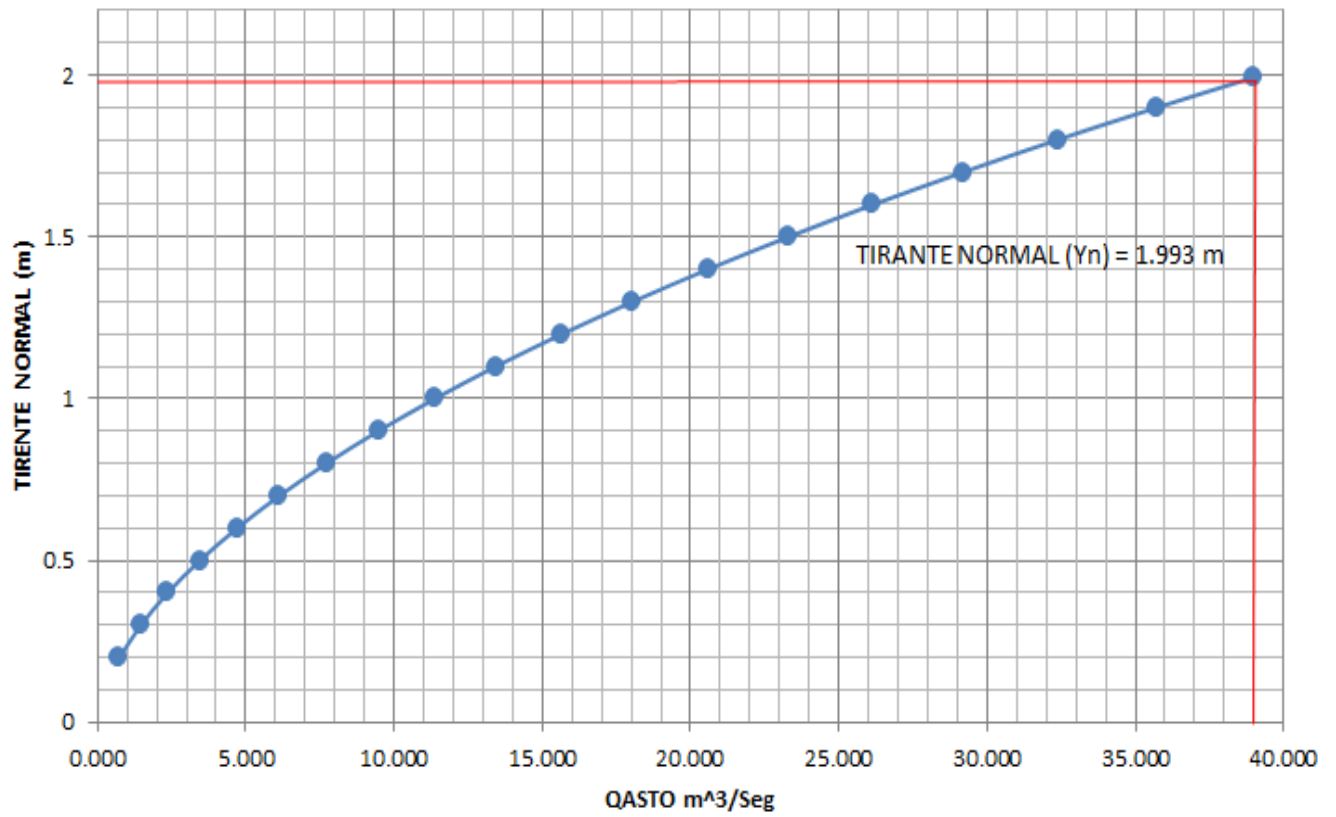


Figura 3.41: Para obtener el tirante normal (Y_n)

Tabla3.11 Calculo del tirante crítico (método iterativo).

Tirante crítico (m)	Área (m)	Velocidad crítica (m/seg)	$\alpha v^2/2g$	Energía específica (m)	Qasto m^3/seg	Base (m)	Talud 3:1
5	150	0.260	0.004	5.004	39	15	3
4	108	0.361	0.007	4.007	39	15	3
3	72	0.542	0.016	3.016	39	15	3
2.5	56.25	0.693	0.027	2.527	39	15	3
2	42	0.929	0.048	2.048	39	15	3
1.5	29.25	1.333	0.100	1.600	39	15	3
1.4	26.88	1.451	0.118	1.518	39	15	3
1.3	24.57	1.587	0.141	1.441	39	15	3
1.2	22.32	1.747	0.171	1.371	39	15	3
1.1	20.13	1.937	0.210	1.310	39	15	3
1	18	2.167	0.263	1.263	39	15	3
0.9	15.93	2.448	0.336	1.236	39	15	3
0.833	13.92	2.802	0.440	1.240	39	15	3
0.7	11.97	3.258	0.595	1.295	39	15	3
0.6	10.08	3.869	0.839	1.439	39	15	3
0.5	8.25	4.727	1.253	1.753	39	15	3
0.4	6.48	6.019	2.031	2.431	39	15	3
0.3	4.77	8.176	3.748	4.048	39	15	3
0.2	3.12	12.500	8.760	8.960	39	15	3

Donde

$$AREA (m) = (b + zy)y$$

$$VELOCIDAD \left(\frac{m}{seg}\right) = Q/A$$

$$ENERGIA ESPECIFICA(m) = h + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

$$\alpha = 1.1$$

$$\frac{\alpha V^2}{2g}$$

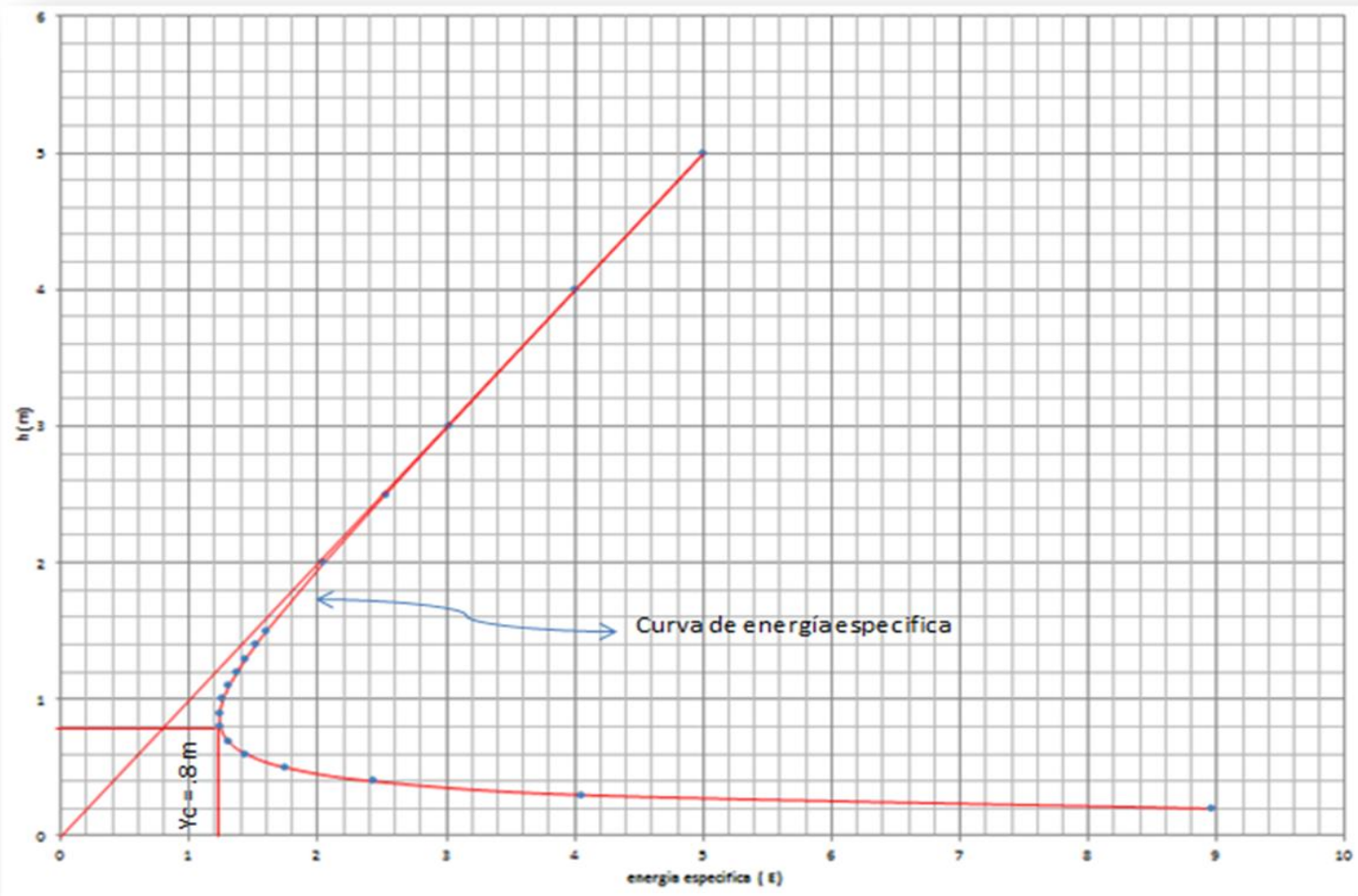


Figura 3.42: Para el cálculo del tirante crítico (y_c)

3.11 Calculo del área hidráulica

$$\text{Area} = (b + z y)y$$

$$\text{Area} = (15\text{m} + 3 * 1.993 \text{ m}) * 1.993 \text{ m}$$

$$\text{Area} = \mathbf{41.82 \text{ m}^2}$$

Dónde:

$$b = \text{base (m)}$$

$$z = 3:1$$

$$y = \text{tirante normal (m)}$$

3.11.1 Calculo del perímetro mojado

$$\text{Perimetro Mojado} = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$\text{Perimetro Mojado} = 15 \text{ m} + 2 * 1.993 \text{ m} * \sqrt{1 + 3^2}$$

$$\text{Perimetro Mojado} = \mathbf{27.606 \text{ m}}$$

Dónde:

$$b = \text{base (m)}$$

$$y = \text{tirante normal (m)}$$

$$z = 3:1$$

3.11.2 Calculo del radio hidráulico

$$\text{Radio Hidraulico} = \frac{A}{pm}$$

$$\text{Radio Hidraulico} = \frac{41.82 \text{ m}^2}{27.606 \text{ m}}$$

$$\text{Radio Hidraulico} = \mathbf{1.515 \text{ m}}$$

Dónde:

$$A = \text{area en (m}^2\text{)}$$

$$Pm = \text{perimetro mojado en (m)}$$

3.11.3 Calculo del coeficiente C de Manning

$$\text{Coeficiente de Manning}(C) = \frac{1}{n} Rh^{\frac{1}{6}}$$

$$\text{Coeficiente de Manning}(C) = \frac{1}{0.040} * (1.515m)^{\frac{1}{6}}$$

$$\text{Coeficiente de Manning}(C) = \mathbf{26.792}$$

Dónde:

C = Coeficiente de Manning

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning

Rh = Radio Hidraulico (m)

3.11.4 Calculo de la velocidad normal por la fórmula de Manning

$$Vn = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$Vn = \frac{1}{0.040} * (1.515m)^{\frac{2}{3}} * (0.0008)^{\frac{1}{2}}$$

$$Vn = \mathbf{0.933 \text{ m/seg}}$$

Dónde:

Vn = Velocidad Normal (m/seg)

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning

Rh = Radio Hidraulico(m)

S = Pendiente del Canal

3.11.5 Calculo de la velocidad normal por la fórmula de Chezy

$$Vn = C \sqrt{Rh * S}$$

$$Vn = 26.792 * \sqrt{1.515m * 0.0008}$$

$$Vn = \mathbf{0.933 \text{ m/seg}}$$

Dónde:

C = Coeficiente de Manning

Rh = Radio Hidraulico (m)

S = Pendiente del Canal

3.11.6 Calculo del gasto por la fórmula de sección y pendiente de Manning

$$Q = \frac{A}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = \frac{41.82m^2}{0.040} * (1.515m)^{\frac{2}{3}} * (0.0008)^{\frac{1}{2}}$$

$$Q = 39 m^3/seg$$

Tabla3.12 Valores de velocidad máxima y velocidad media según el material en las paredes del canal, propuestos por Rehbock.

Material	<i>Vmax/V</i>
Cemento	1.20
Madera en duelas	1.22
Grava fina	1.30
Grava gruesa	1.41
Rocas con grandes cantos	2.5 a 1.92
Grava con pasto y arbusto	2.17 a 1.33
Grava gruesa y piedra	1.72 a 1.43
Grava	1.61 a 1.33
Limo y arena	1.54 a 1.21
Madera, concreto y ladrillo	1.43 a 1.09

Tabla Tabla3.13 Taludes recomendados en canales

Material	Talud
Roca	Casi vertical
Suelos Orgánicos	0.25 : 1
Arcilla dura o suelos con revestimiento de concreto	0.5 : 1 a 1 : 1
Suelo con revestimiento de concreto	1 : 1
Arcilla firme o suelo desnudo para pequeñas zanjas	1.5 : 1
Suelo arenoso suelto	2 : 1
Limos arenosos o arcilla suelta	3 : 1

PUNTOS	0	1	2	3	4	5	6	7
DISTANCIA ENTRE PUNTOS (m)	0	491	1070	1350	2160	2550	3020	3740
COTA SOBRE LA SUPERFICIE	1208	1207	1206	1204	1205	1204	1205	1204
COTA EN EL FONDO DEL CANAL	1206.5	1205.5	1204.5	1202.5	1203.5	1202.5	1203.5	1202.5
PENDIENTE EN EL FONDO DEL CANAL								
PROFUNDIDAD DEL CANAL (m)	1.5							
TIPO DE SUELO								

Figura3.43: Pendiente en diferentes secciones del canal

Tabla3.14 Velocidades en el canal con diferentes pendientes (S)

Caudal (m^3/seg)	Base (m)	Talud (Z)	Rugosidad (n)	pendiente	Velocidad (m/seg)
39	15	3	0.040	0.002	1.2816
39	15	3	0.040	0.001	1.0082
39	15	3	0.040	0.007	1.9619
39	15	3	0.040	0.0012	1.0742
39	15	3	0.040	0.0025	1.3836
39	15	3	0.040	0.0021	1.3033
39	15	3	0.040	0.0013	1.1044

Tabla 3.15 Valores del coeficiente de rugosidad de n (Chow, 1959)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductor cerrados fluyendo llenos parcialmente			
A-1. Metal			
<i>a.</i> Bronce, liso	0.009	<u>0.010</u>	0.013
<i>b.</i> Acero			
1. "Lockbar" y soldado	0.010	0.012	0.014
2. Riveteado y en espiral	0.013	0.016	0.017
<i>c.</i> Acero fundido			
1. Forrado	0.010	0.013	0.014
2. Sin forrar	0.011	0.014	0.016
<i>d.</i> Acero comercial			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
<i>e.</i> Metal corrugado			
1. Drenaje inferior	0.017	0.019	0.021
2. Drenaje de tormenta	0.021	<u>0.024</u>	0.030
A-2. No metal			
<i>a.</i> Lucita	0.008	0.009	0.010
<i>b.</i> Vidrio	0.009	<u>0.010</u>	0.013
<i>c.</i> Cemento			
1. Pulido de superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
<i>d.</i> Concreto			
1. Alcantarilla, recta y libre de desperdicios	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con codos, conexiones y algunos desperdicios	0.011	<u>0.013</u>	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Coloca con válvulas, entradas, etc., recto	0.013	0.015	0.017
5. Sin terminar, con encofrado metálico	0.012	0.013	0.014
6. Sin terminar, con encofrado pulido de madera	0.012	<u>0.014</u>	0.016
7. Sin terminar, con encofrado común de madera	0.015	0.017	0.020
<i>e.</i> Madera			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Laminada, tratada	0.015	0.017	0.020
<i>f.</i> Cerámica			
1. Drenaje común de tejas	0.011	<u>0.013</u>	0.017
2. Cloaca vitrificada	0.011	<u>0.014</u>	0.017
3. Cloaca vitrificada con válvulas, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017

Tabla3.16 Valores del coeficiente de rugosidad n (Chow, 1959) (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
4. Dren inferior vitrificado con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
<i>g.</i> Mampostería de ladrillo			
1. Vidriada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
<i>h.</i> Colectores sanitarios revestidos con desechos de aguas negras, con codos y conexiones	0.012	0.013	0.016
<i>i.</i> Solera pavimentada, cloaca de fondo liso	0.016	0.019	0.020
<i>j.</i> Mampostería cepillada, cementada	0.018	0.025	0.030
B. Canales revestidos o fabricados			
B-1. Metal			
<i>a.</i> Superficie de acero liso			
1. Sin pintar	0.011	<u>0.012</u>	0.014
2. Pintada	0.012	<u>0.013</u>	0.017
<i>b.</i> Corrugado	0.021	0.025	0.030
B-2. No metal			
<i>a.</i> Cemento			
1. Limpio en la superficie	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
<i>b.</i> Madera			
1. Cepillada sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Planchas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Revestida con papel impermeable	0.010	0.014	0.017
<i>c.</i> Concreto			
1. Terminado con cuchara	0.011	<u>0.013</u>	0.015
2. Terminado con lechada	0.013	<u>0.015</u>	0.016
3. Terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin terminar	0.014	0.017	0.020
5. Gunita en sección correcta	0.016	0.019	0.023
6. Gunita en sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca excavada pareja	0.017	0.020	
8. Sobre roca excavada irregular	0.022	0.027	
<i>d.</i> Fondo de concreto terminado con lechada con los costados de			
1. Piedra acomodada en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra volcada en mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra partida cementada y revocada	0.016	0.020	0.024

Tabla 3.17 Valores del coeficiente de rugosidad n (Chow, 1959) (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
4. Mampostería de piedra partida cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra partida suelta o riprap	0.020	0.030	0.035
<i>e.</i> Fondo de grava con costado de			
1. Hormigón encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra volcada en mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra partida suelta o riprap	0.023	0.033	0.036
<i>f.</i> Ladrillo			
1. Vidriado	0.011	<u>0.013</u>	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	<u>0.015</u>	0.018
<i>g.</i> Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra partida suelta	0.023	0.032	0.035
<i>h.</i> Piedra cortada y acomodada	0.013	0.015	0.017
<i>i.</i> Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	
<i>j.</i> Revestimiento vegetal	0.030		0.500
C. Excavado o dragado			
<i>a.</i> Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, terminado recientemente	0.016	0.018	0.020
2. Limpio con cierto uso	0.018	<u>0.022</u>	0.025
3. Grave, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con musgo corto, poca hierba	0.022	0.027	0.033
<i>b.</i> Tierra, curvo y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Musgo, lagunos pastos	0.025	0.030	0.033
3. Pastos densos o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y costados de piedra partida	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancos con pastos	0.025	0.035	0.040
6. Fondos de canto rodado y costados limpios	0.030	0.040	0.050
<i>c.</i> Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Poco arbustos en los bancos	0.035	0.050	0.060
<i>d.</i> Roca cortada			
1. Lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Dentada o irregular	0.035	0.040	0.050
C. Canales sin mantenimiento, pastos y arbustos sin cortar			

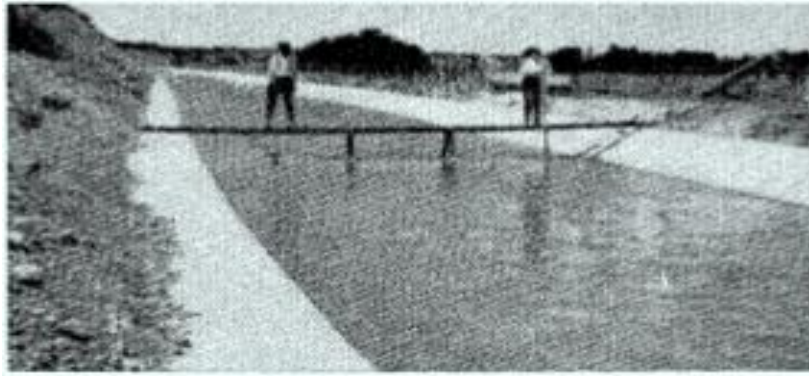
Tabla 3.18 Valores del coeficiente de rugosidad n (Chow, 1959) (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
1. Pasto densos, altos como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Igual, al más alto nivel del flujo	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, nivel alto	0.080	0.100	0.140
D. Cursos naturales			
D-1. Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida < 100 ft).			
a. Cursos en planicie			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	<u>0.030</u>	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual que arriba, nivel inferiores, más pendiente y sección inefectivas.	0.040	0.048	0.055
Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075	0.100	0.150
b. Cursos en montaña, sin vegetación en el canal, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, árboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidos para niveles altos.			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
D-2. Planicie crecida			
a. Pasturas, sin arbustos			
1. Pastos cortos	0.025	<u>0.030</u>	0.035
2. Pastos altos	0.030	0.035	0.050

Tabla 3.19 Valores del coeficiente de rugosidad n (Chow, 1959) (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
<i>b</i> Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos maduros alineados	0.025	0.035	0.045
3. Campo de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
<i>c</i> . Arbustos			
1. Arbustos escasos, muchos pastos	0.035	0.050	0.070
2. Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Arbustos medianos a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Arbustos medianos a densos en verano	0.070	0.100	0.160
<i>d</i> . Árboles			
1. Sauces densos, en verano y rectos	0.110	0.150	0.200
2. Tierra clara con ramas, sin brotes	0.030	0.040	0.050
3. Igual que arriba, pero con gran crecimiento de brotes.	0.050	0.060	0.080
4. Grupos grandes de madera, algunos árboles caídos, poco crecimiento inferior y nivel de la inundación por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0.100	0.120	0.160
 D-3. Cursos de agua importantes (ancho superior a nivel de inundación > 100 ft.) Los valores n son menores que los de los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen menor resistencia efectiva			
<i>a</i> . Sección regular sin rocas y arbustos	0.025		0.060
<i>b</i> . Sección irregular y áspera	0.035		0.100
 NOTA: En proyectos se recomiendan los valores subrayados.			

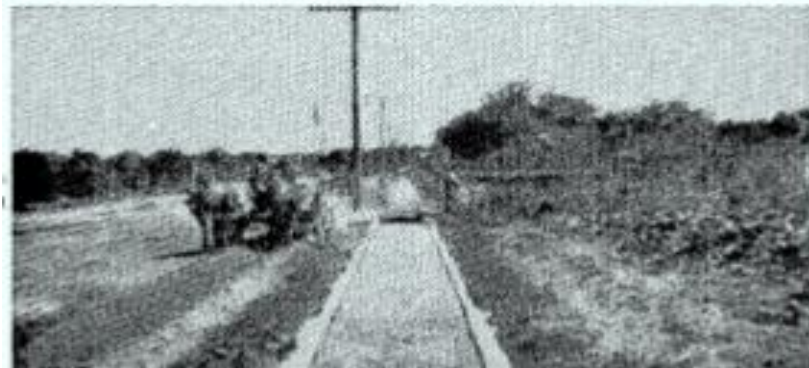
(1)



(2)



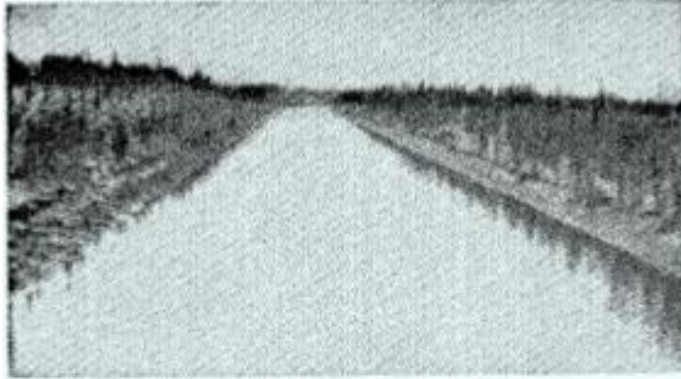
(3)



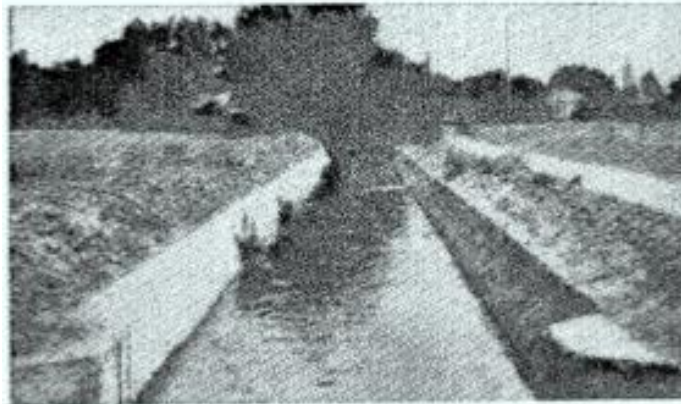
1. $n = 0.012$. Canal revestido con losas de hormigón teniendo juntas de cemento limpias y lisas y una superficie lisa, fretachada a mano y con lechada de cemento sobre la base de hormigón.
2. $n = 0.014$. Canal de hormigón colocado detrás de una plataforma de colado y alisado.
3. $n = 0.016$. Zanja pequeña revestida en concreto, recta y uniforme, con el fondo ligeramente cóncavo, los lados y fondo cubiertos con un depósito, el cual aumenta el valor de n

Figura3.44: (1-3) (Chow, 1959).

(4)



(5)



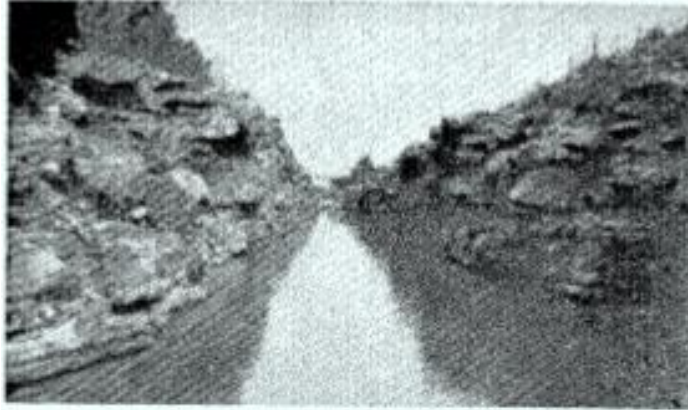
(6)



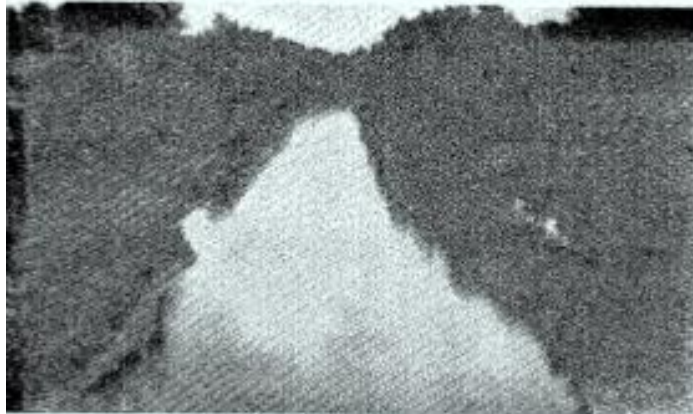
4. $n = 0.020$. Canal de irrigación, recto en arena lisa y apretada fuertemente.
5. $n = 0.022$. Revoque o repello de cemento aplicado directamente a la superficie preparada del canal de tierra. Con pasto en los lugares rotos y arena suelta en el fondo.
6. $n = 0.024$. canal excavado en arcilla limo arenosa. Lecho parejo y duro.

Figura3.45: (4-6) (Chow, 1959).

(7)



(8)



(9)



7.- $n = 0.040$. Canal en roca excavado con explosivo.

8.- $n = 0.040$. Zanja en arcilla y greda arenosa; pendientes laterales, fondo y sección transversal irregulares; pasto en los lados.

9.- $n = 0.045$. Canal dragado, pendientes laterales y fondo irregulares, en arcilla negra plástica en la parte superior y en arcilla amarilla en el fondo, los lados cubiertos con pequeños arbolitos y arbustos, variación pequeña y gradual en la sección transversal.

Figura3.46: (7-9) (Chow, 1959).

(10)



(11)



(12)



10.- $n = 0.050$. Canal dragado con pendientes laterales y fondo muy irregulares, en arcilla plástica color oscuro, con crecimiento de pasto y musgo.

11.- $n = 0.060$. Zanja en arcilla muy arenosa; lados y fondo irregulares; prácticamente toda la sección llena con árboles de gran tamaño, principalmente sauces y aldoneros.

12.- $n = 0.080$. Canal dragado en arcilla resbaladiza negra y greda arcillo-arenosa gris, lados y fondo irregular con crecimiento denso de sauces.

Figura3.47: (10-12) (chow, 1959).

3.12 Norma de riego

Tomando en cuenta las precipitaciones medias de la región, tenemos que la norma de riego es de $4,000 \text{ m}^3/\text{ha}$ para el cultivo de maíz.

3.12.1 Posible área a irrigar

De acuerdo con los cálculos realizados del volumen aprovechable medio anual es de $3,727,500 \text{ m}^3$, y tomando en cuenta la norma de riego para cultivos de maíz $4,000 \text{ m}^3/\text{ha}$.

$$A_i = W/M$$

A_i = Área posible de irrigar (ha)

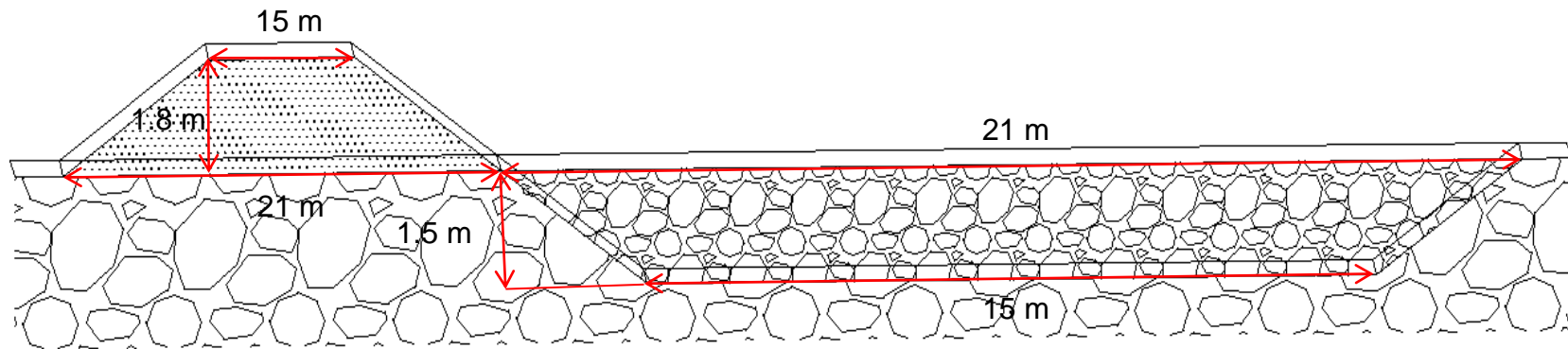
W = Volumen total aprovechable (m^3)

M = Norma de riego para el cultivo de maíz (m^3/ha)

$A_i = 3,727,500 \text{ m}^3 / (4,000 \text{ m}^3/\text{ha})$

$A_i = 932 \text{ ha}$

3.13 Cálculos de los volúmenes de tierra de excavación del canal.



Fórmula para determinar el volumen de excavación

$$V_e = \frac{(b+B) \cdot (h)}{2} \cdot (L)$$

$$L = 3740 \text{ m}$$

Dónde:

L = longitud del canal (m)

V_e = volumen de excavación m^3

b = base menor (m)

B = base mayor (m)

h = altura (m)

$$V_e = \frac{(15\text{m} + 21\text{m}) \cdot (1.5\text{m})}{2} \cdot (3740 \text{ m})$$

$$V_e = 100980 \text{ m}^3$$

3.14 Isométrico del canal trapezoidal

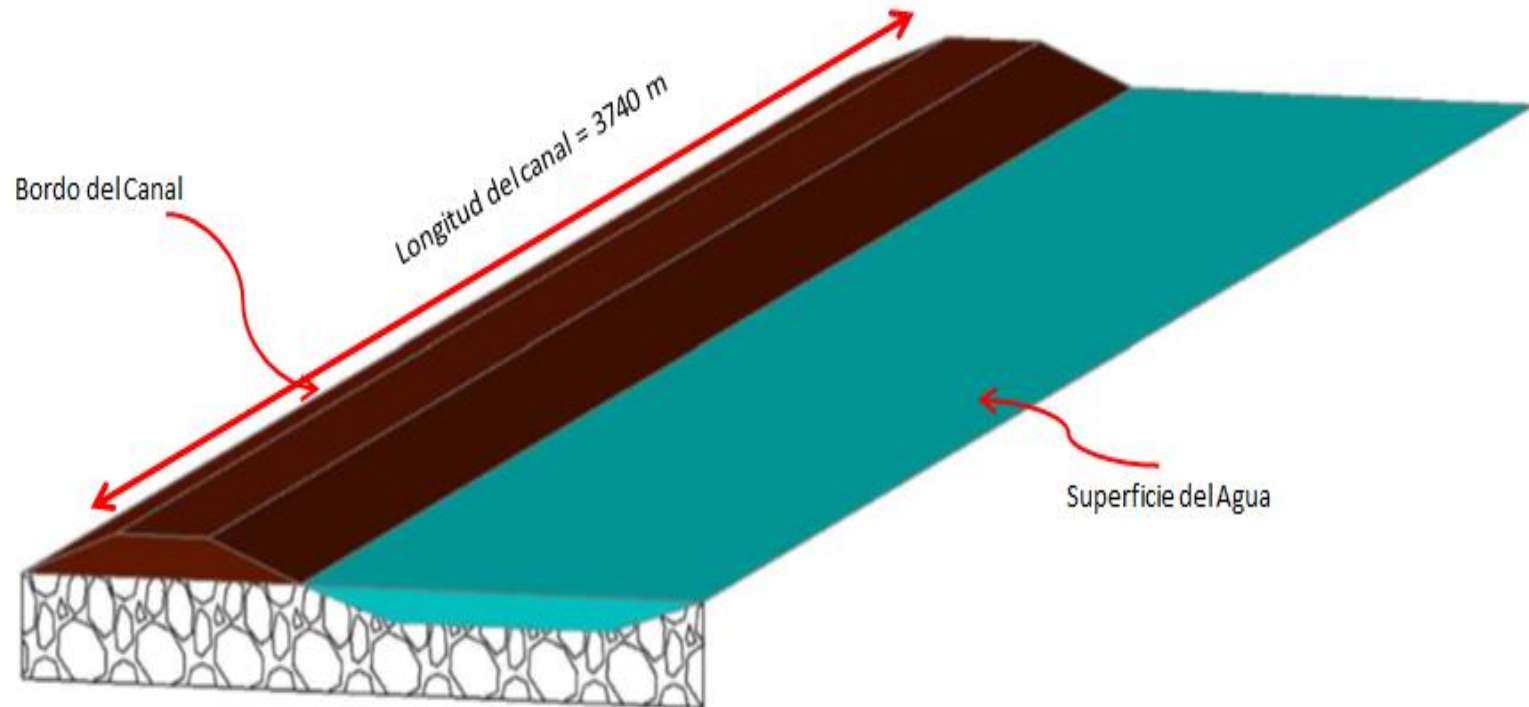


Figura3.48: Vista del diseño en 3D realizado en el software de AutoCAD.

Tabla 3.20 CUADRO DE COSTO Y FINANCIAMIENTO DE CANAL DE LLAMADA EN EL EJIDO PIEDRA BLANCA

Construcción del canal y conformación de bordo (100980 m³)

CONCEPTO	U.M.	CANT.	P.U.	IMPORTE
Construcción de canal y conformación de bordo.	m ³	100980	30	3,029400.00

IV. CONCLUSIONES

La agricultura que se practica en el ejido Piedra Blanca se puede considerar como una producción agrícola de subsistencia bajo condiciones de temporal, con bastantes limitaciones principalmente por la condición errática de las precipitaciones pluviales. Lo anterior, aunado a la escasa infraestructura para la conservación del suelo y para el aprovechamiento de los escurrimientos intermitentes, ocasiona la baja productividad agrícola y algunas veces, que no se tengan cosechas.

Con la construcción del canal trapezoidal para captar y conducir los escurrimientos superficiales por las lluvias hacia la presa del ejido piedra blanca se incrementara la producción de los cultivos básicos del ejido. Concluyendo que la captación y derivación de agua por medio de las obras hidrotecnicas incrementaran la producción de maíz grano y sorgo forrajero, de esta manera aumentando los ingresos de los habitantes de la comunidad.

El éxito del fracaso de cualquier obra hidrotecnica se debe principalmente al buen cálculo y diseño de esta obra.

Hoy en día así como este problema, ya existen un sinfín en el campo mexicano y tenemos que tener la visión de ellos y de sus posibles soluciones, siendo que recomiendo implementar soluciones semejantes a estas, y aunque son costosas, pero resolviendo el problema y mejorando la calidad de vida y así el país mejore.

V. LITERATURA CITADA

- I. Arteaga Tovar R. E. 1993. Hidráulica Elemental. 1a edición. UACH. Depto. de Irrigación Chapingo, México.
- II. Arteaga, T. R. E. 1985. "Normas y Criterios Generales que rigen el proyecto de un Bordo de Almacenamiento", Depto. de Irrigación, UACH., Chapingo, Méx.
- III. Antonio Dovali Ramos. 1982. Manual para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas. Dirección general de obras hidráulicas y de ingeniería agrícola para el desarrollo rural.
- IV. Chow, Ven Te. Hidráulica de los canales abiertos. Editorial Diana., México, 1982, 667 págs.
- V. Comisión Nacional del Agua. Estadística del agua en México, edición 2011. Capítulo 1 Contexto geográfico y socioeconómico, capítulo 4 Infraestructura hidráulica, capítulo 8 Agua en el mundo, pp.8, 58, 115, 121.
- VI. Colegio de posgraduados. 1980. Manual para proyectos de Pequeñas Obras Hidráulicas para riego y abrevadero; Tomo 1, 1a Edición; SPP, Chapingo México D.F.
- VII. Comisión Federal de Electricidad. 1980. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.2.9. escurrimiento a superficie libre. Instituto de Investigaciones Eléctricas. México 5, D.F.p.A.I.2.9.1.
- VIII. Comisión Federal de Electricidad. 1980. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A. 1.2. Escurrimiento de la superficie libre. Instituto de Investigación Eléctrica. México 5 D.F.p.A.I. 2.9.1.
- IX. Comisión Federal de Electricidad. 1981b. Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A. 1.3. Escurrimientos. Instituto de Investigación Eléctrica. México 5 D.F. p. A.I. 1.3.1
- X. Erick Augusto Carmona Gonzales. 2009. Hidráulica de canales abiertos "compendio". Tesis. Licenciatura. Instituto Politécnico Nacional, Escuela de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Zacatecana. México. D.F.
- XI. Instituto Nacional De Estadística, Geografía e Informatica.1986. Hidrología del Estado de Coahuila. Colonia Granjas México, D.F.
- XII. J. Pimentel L., E. Rubio G. y B. Figueroa S. Centro Regional de Estudios de Zonas Áridas y Semiáridas. Colegio de Posgraduados. Salinas, S.L.P, México.
- XIII. Juan Manuel Alfaro Morales. 2013. Diseño y Calculo de un Presa de mampostería "en el Ejido la Maroma", Municipio de Zaragoza Coahuila. Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro. Unidad Saltillo. Saltillo Coahuila.
- XIV. J. Pimentel L., E. Rubio G. y B. Figueroa S. Centro Regional de Estudios de Zonas Áridas y Semiáridas, Colegio de Posgraduados, Salinas, S.L.P., México.

- XV. Mario Alberto Romero Pérez. 1986. Uso y Conservación del agua en Zonas Aridas. Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro. Unidad Saltillo. Saltillo Coahuila.
- XVI. Secretaria de Planeación y Desarrollo. Instituto Coahuilense de Ecología. Primera edición, junio del 2001. Conservación y uso sustentable del agua, pp. 12.
- XVII. Sotelo Ávila, Gilberto. Hidráulica General. Editorial Limusa, México, 1999, 620 Págs.
- XVIII. Sotelo Ávila, Gilberto. Hidráulica 2da. Parte Flujo en Canales. Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1993, 559 Págs.
- XIX. Samuel Trueba Coronel. Junio de 1982. Hidráulica. Editorial Continental, S.A DE C.V., México.
- XX. Salvador Muñoz Castro. 2000. Hidrología superficial. Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro. Saltillo Coahuila. P. 13 – 62.

VI. Anexos

a) Trazo del canal



b) Coordenadas del canal

CONCEPTO	COORDENADAS				
	0	1	2	3	4
N	25°36'34.01"	25°36'43.47"	25°36'51.81"	25°37'1.72"	25°37'11.38"
W	101°55'12.64"	101°54'57.39"	101°54'43.29"	101°54'28.49"	101°54'13.24"
msnm	1208	1206	1206	1204	1205

CONCEPTO	COORDENADAS			
	5	6	7	8
N	25°37'20.46"	25°37'29.46"	25°37'38.65"	25°37'42.95"
W	101°53'58.99"	101°53'44.26"	101°53'29.54"	101°53'22.62"
msnm	1204	1205	1204	1204

c) Trazo del Canal con Estación Total y GPS



d) Carta topográfica del Ejido Piedra Blanca

