

**UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA
“ANTONIO NARRO”**



**DIVISION DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE**

“Diseño, Cálculo y Construcción de una Obra Hidroagrícola”

Presenta:

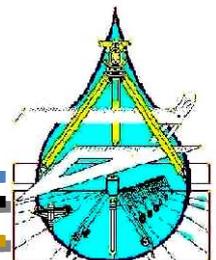
JULIO CÉSAR BERNABÉ DEL ANGEL

Tesis

**Presentada como Requisito Parcial para
Obtener el Título de:**

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN.

Buenavista, Saltillo Coahuila, México.
Diciembre del 2010.



UNIVERSIDAD AUTONOMA AGRARIA
"ANTONIO NARRO"

"Diseño, Cálculo y Construcción de una Obra Hidroagrícola"

Tesis Realizada Por:

JULIO CÉSAR BERNABÉ DEL ANGEL

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

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN.

APROBADA



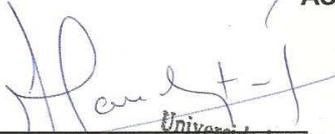
Dr. Felipe de Jesús Ortega Rivera.
ASESOR PRINCIPAL.



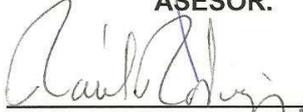
Ing. Gregorio Briones Sánchez.
ASESOR.



Ing. Tomás Reyna Cepeda.
ASESOR.



Ing. Enrique Mandujano Álvarez
ASESOR.



Dr. Raúl Rodríguez García
Coordinador División de Ingeniería

Buenavista, Saltillo, Coahuila, México
Diciembre del 2010.



AGRADECIMIENTOS.

En primer instancia a Dios por el regalo de vivir, por guiarme con su luz y tomarme de la mano hacia el sendero del bien.

A mi "Alma Mater" al extenderme sus alas, por forjarme en su nido, alimentándome con herramientas y conocimientos que constituyeron un pilar fundamental en mi vida en todos sus aspectos.

Al Departamento de Irrigación, pulirme día con día, fue una tarea admirable que el departamento realizo, dando como resultado de dicho esfuerzo; parte esencial de esta obra.

Al Dr. Felipe de Jesús Ortega, su experiencia así como su sabiduría, formaron un parte aguas en mi formación, pero sobre todo agradezco su amistad y confianza que depositó en mí.

Al Ing. Gregorio Briones Sánchez, sus comentarios, a si como sus aportaciones fueron de vital importancia en mi formación profesional.

Al Ing. Tomas Reyna Cepeda, por su apoyo y disposición prestada para que dicho trabajo se llevase a cabo.

Al Ing. Enrique Mandujano Álvarez, por sus conocimientos, comentarios y atribución en materia de esta obra.

DEDICATORIA.

“Deseo expresar mi agradecimiento a todas aquellas personas que contribuyeron de una manera u otra, a que esta obra fuese posible”.

A MIS PADRES:

*Beatriz del Angel del Angel, gracias por darme la vida, por cuidar de mi en cada instante, ayudándome a recuperar de cada tropiezo en mi trayectoria, no tengo palabras para agradecerte, pero si existe una palabra en que pudiese resumir mi agradecimiento serian tres: **Mamá Te amo.***

Jaime Bernabé Hernández, por sus sabios consejos, gracias a enseñarme el valor de la vida, a su inquebrantable postura en que siguiese superándome como hijo y como persona... Gracias Papá.

A MIS ABUELOS:

Juana, Simitrio, Remigio, por sus consejos, su cariño, por ser ejemplo de vida, a sus palmadas de ánimo para cumplir mis metas.

(†)Vicenta del Angel, por que donde quiera que estés Abue... se que ves por nosotros.

A MIS HERMANOS:

Brenda I., Jaime, Carlos A., por su alegría, confianza, por defenderme ante la vida, escucharme, agradezco el regalo de crecer a su lado y levantarnos juntos en las adversidades a si como de disfrutar las alegrías; Gracias.

*Porque detrás de un gran hombre existe una gran mujer. **Claudia Antonio Soto**, este trabajo en gran parte es tuyo, sin tu presencia en mi vida hubiese sido muy difícil realizar este proyecto. Agradezco tu confianza, tu preocupación, pero sobre todo tu apoyo incondicional en todos los aspectos que se presentaron en mi vida tanto profesional como personal; **Te Amo mi amor.***

La Familia Antonio Soto que no escatimo ningún esfuerzo, porque jamás podre pagar el apoyo y la confianza que depositaron en mi.

La Familia Bernabé por ser fuente de inspiración y ejemplo a seguir, agradezco formar parte de esta familia. Este es y será nuestro legado.

A MIS AMIGOS:

Doris, Alma Rosa, Cèsar, José Iván, Luis Francisco, Jesús Ansony, su amistad, es una joya invaluable en mi vida, agradeciendo a Dios que los puso en mi camino.

A TODOS MIS COMPAÑEROS DE GENERACION CX:

Testigos de nuestra formación profesional, juntos superamos retos impuestos, esta obra es una prueba fehaciente de nuestra capacidad como profesionistas. Fue un placer formar parte de este selecto grupo.

A MIS COMPAÑEROS DE CUARTO:

Luis E., Ricardo, Roberto, juntos hicimos una hermandad, en el Porfirio N° 9, que jamás olvidare.

INDICE DE CONTENIDO.

CAPITULO	PÁGINA.
AGRADECIMIENTOS.....	I
DEDICATORIA.....	II
CONTENIDO.....	IV
INDICE DE CUADROS.....	III
INDICE DE FIGURAS.....	IV
RESUMEN.....	V
SUMMARY.....	VI
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. JUSTIFICACION.....	3
1.3. OBJETIVOS.....	4
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	4
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.3.3. METAS.....	4
2. REVICION DE LITERATURA.....	5
2.1. Generalidades.....	5
2.2. El ciclo hidrológico.....	5
2.3. Evaluación del ciclo hidrológico.....	6
2.4. Cuenca hidrológica.....	7
2.4.1. Concepto de cuenca.....	7
2.5. Evaporación y transpiración.....	7
2.5.1. Evaporación.....	7
2.6. Precipitación.....	8
2.7. Relaciones lluvia-escurrimiento.....	8
2.8. Método de las Envolventes.....	9
2.9. Formula racional.....	9
2.10. Definición de presa.....	12
2.11. Estructuras auxiliares.....	12

2.12. Clasificación de las presas.....	13
2.13. Sección típica de las Presas.....	13
2.14. Antecedentes históricos.....	14
2.14.1. Historia a nivel Mundial.....	14
2.14.2. Historia en México.....	16
2.15. Sistemas de almacenamiento.....	17
2.16. Elementos naturales y sus condiciones.....	18
2.17. Vertedor.....	21
2.17.1. Importancia de los vertedores.....	22
3. DISEÑO DE LA OBRA.....	24
3.1. Condiciones de trabajo de una presa de gravedad.....	28
3.1.1. Estabilidad de una presa de gravedad.....	29
3.1.2. Cálculos estructurales de la cortina.....	29
3.1.3. Hipótesis a considerar en los cálculos.....	30
3.2. Cargas que actúan en una cortina de gravedad.....	30
3.2.1. Cálculos a realizar.....	32
3.2.2. Anchos de corona para presas pequeñas.....	32
3.3. Cálculos de esfuerzos.....	35
3.4. Diseño hidráulico de obras de toma para presas pequeñas.....	42
4. MATERIALES Y METODOS.....	45
4.1. Aspectos generales.....	45
4.2. Propósito de la obra.....	45
4.3. Localización.....	45
4.4. Vías de comunicación.....	46
4.5. Climatología.....	47
4.6. Temperaturas.....	48
4.7. Precipitación.....	49

4.8. Vientos.....	50
4.9. Estudios hidrológicos.....	50
4.9.1. Precipitación.....	50
4.10. Características ambientales.....	56
4.10.1. Principales ecosistemas.....	56
4.10.1.1. Flora.....	56
4.10.1.2. Fauna.....	56
4.10.1.3. Recursos naturales.....	57
4.10.1.4. Orografía.....	57
4.10.1.5. Agricultura y vegetación.....	58
4.10.1.6. Características del suelo.....	61
4.11. Cuenca.....	62
4.11.1. Levantamiento de la cuenca.....	62
4.12. Coeficiente de escurrimiento (ke).....	65
4.13. Estimación del coeficiente de escurrimiento (ke).....	65
4.14. Escurrimiento medio anual.....	66
4.15. Calculo del volumen anual escurrido.....	67
4.16. Calculo del Volumen Aprovechable Medio Anual (V.A.M.A.).....	67
4.17. Calculo de avenida máxima o gasto máximo.....	68
4.17.1. Avenida máxima.....	68
4.18. Método de las envolventes.....	70
4.19. Estimaciones hidrológicas.....	77
4.19.1. Eficiencia del vaso (ev).....	77
4.20. Capacidades de almacenamiento.....	78
4.21. Determinación de las capacidades de abrevadero y riego.....	81
4.22. Diseño de la obra de excedencias.....	84
4.23. Cimacio Creager.....	85

4.24. Diseño de la obra de toma.....	88
4.25. Diseño estructural.....	89
4.26. Estabilidad del muro.....	89
4.26.1. Datos del proyecto.....	89
5. CONCLUSIONES.....	118
6. LITERATURA CITADA.....	119
7. ANEXOS.....	120

INDICE DE TABLAS Y GRAFICAS.

TABLA	PÁGINA.
A y B. relación pendiente velocidad.....	11
1. Coeficientes de Fricción entre materiales.....	37
2. Precipitación media anual histórica del Mpio. General Cepeda.....	51
3. Estimaciones para los periodos de retorno.....	53
4. El coeficiente de escurrimiento de la Cuenca en estudio.....	65
5. Coeficientes de Escurrimientos.....	66
6. Valores del Coeficiente de Envolverte de Lowry.....	72
7. Valores del Coeficiente de Creager.....	74
8. Información topográfica para la Curva áreas Capacidades.....	79
9. Coordenadas para el diseño del perfil del vertedor tipo Creager.....	85

GRAFICA	PÁGINA.
1. Curva de la probabilidad de lluvia.....	56
2. Perfil Creager con paramento vertical.....	86
3. Perfil Creager con paramento inclinado a 45°.....	86

INDICE DE FIGURAS.

FIGURA	PÁGINA.
1. Esquema descriptivo del ciclo hidrológico.....	6
2. Modelo de la formula racional.....	10
3. Esquema de componentes de un sistema de almacenamiento.....	18
4. Cortina, obra de toma y obra de excedencias.....	19
5. Vaso de almacenamiento.....	19
6. Perfil de una boquilla.....	19
7. Cauce de un rio.....	20
8. Los diferentes niveles de almacenamiento.....	21
9. Cargas que actúan en cortinas de gravedad y sección de análisis.....	26
10. Ancho de corona en presas de gravedad.....	31
11. Zonas de cálculo en presa de gravedad.....	32
12. Sección horizontal de análisis.....	34
13. Sección vertedora en presa de gravedad.....	36
14. Características del salto de esquí.....	38
15. Características del deflector tipo tenasco.....	39
16. Perfil cimacio Creager.....	40
17. Vías y accesos que conectan a diferentes puntos del estado de Coahuila..	46
18. Climatología del estado de Coahuila.....	47
19. Temperaturas medias anuales del estado de Coahuila.....	48
20. Mapa de precipitación media anual del estado de Coahuila.....	49
21. Cartografía tipos de relieve del estado de Coahuila.....	57
22. Cartografía de vegetación y uso de suelo, Coahuila.....	61
23. Ortofoto - g14c31, municipio de san José Patagalana.....	63
24. Ortofoto - g14c32, municipio de general cepeda.....	63
25. Fusión de Ortofotos –G14C31 Y G14C32.....	64
26. Delimitación del área de la cuenca en m ²	64
27. Envoltente de gastos máximos instantáneos de la región hidrológica 24....	71
28. Regiones hidrológicas de la Republica Mexicana.....	72
29. Graficas para el aprovechamiento y Eficiencia del Vaso.....	78
30. Gráfica Elevaciones áreas capacidades.....	80
31. Sección vertedora de la cortina.....	87
32. Detalle del deflector salto de esquí.....	87
33. Fuerzas actuantes en cálculo de zona I y II, a presa llena.....	91
34. Fuerzas actuantes en el cálculo de la zona I y II, a presa vacía.....	92
35. Fuerzas actuantes en el cálculo de la zona III, a presa vacía.....	95
36. Fuerzas actuantes en el cálculo de la zona III, a presa llena.....	97
37. Fuerzas actuantes en el cálculo de la zona IV-1, a presa llena.....	102
38. Fuerzas actuantes en el cálculo de la zona IV-1, a presa llena, cambiando el talud aguas arriba a m1=0.17 y el de aguas abajo a m2=0.8.....	105
39. Fuerzas actuantes en el cálculo de la zona IV-2, a presa llena, que comprende el estrato de la cimentación hasta el lecho rocoso.....	110
40. Fuerzas actuantes en el cálculo de la zona IV-2, a presa llena, cambiando el talud aguas abajo de M2=0.80 a 0.86.....	112

RESUMEN

A través de la historia de México, desde nuestro pasado prehispánico, hasta nuestros días, se ha visto al agua como base para el sustento y la supervivencia, sin importar la situación económica ni social. Por lo tanto, siempre se ha tenido la necesidad de aprovecharla y convertirla en sustento de la vida doméstica y productiva. Se ha requerido de la construcción de obras y su consecuente mantenimiento, para regular el flujo, e impedir su acción devastadora.

El manejo cuidadoso de las aguas almacenadas en las presas del país, dentro de la diversidad climática característica de la nación, ha permitido mantener la superficie regada en distritos, muy cercana a la superficie dominada a nivel nacional y, con ello, se ha mantenido la importante contribución de la agricultura de riego en la producción de alimentos y de otros productos agrícolas que hoy requiere nuestra sociedad.

PALABRAS CLAVE: Obra Hidroagícola, Presa, Estabilidad de Muro.

SUMMARY

Throughout Mexico's history, since pre-hispanic times and even today, water has been, and still is, seen as an element for basic sustenance and survival, despite the economical or social situation of the moment. Therefore, there has always been a need to use the resource and make it part of a harmonic way of life, both at home and supporting economic activity. The building of dams and their maintenance has been required to control its flow and prevent its devastating effect.

The careful management of stored waters in the dams, with the typical weather diversity in the nation, has allowed to maintain the irrigated area in the districts very close to the dominated area at a national level, and with this, they have kept their important contribution on the production of food and other agricultural products that our society needs today.

1. INTRODUCCIÓN

“El agua es el centro de la vida y cuidar el agua es cuidar a la humanidad”.

El agua es vida. Es el caldo salobre de nuestros orígenes, el aparato circulatorio del mundo que palpita con fuerza, un umbral molecular precario donde sobrevivimos. Constituye dos terceras partes de nuestro organismo, exactamente igual que el mapa del planeta; nuestros líquidos vitales son salinos, como el océano. De tal padre, tal hijo.

La cantidad de humedad en la tierra no ha cambiado. El agua que los dinosaurios bebieron hace millones de años es la misma que hoy cae como lluvia.

Como compuesto químico, nada podría ser más simple que el agua: dos átomos de hidrogeno unidos a uno de oxígeno. Desde una perspectiva humana, la simplicidad se disuelve. Aunque el agua es el elemento más frecuente en la Tierra, el 97.5 % del agua de la tierra es salada. De esto alrededor del 1% es agua subterránea salobre. Solo el 2.5% del agua en la tierra, es agua dulce. Este “precario limite molecular con el cual sobrevivimos”, se volverá más precario.

El agua dulce en nuestro planeta.

Del total de agua dulce del planeta (35 trillones de litros) el 69.6%(24.36 trillones de litros) se congelan en capas de hielo, glaciares, cobertura de nieve y permafrost, 30.1%(10.55 trillones de litros) están en el subsuelo y acuíferos (que estamos drenando con mucha más rapidez que la velocidad de recarga natural), 0.3%(118 639 Billones de litros) están en lagos, ríos y pantanos. Esta cantidad también incluye agua en plantas, animales y atmosfera.

La crisis mundial del agua

La Tierra, con sus diversas y abundantes formas de vida, que incluyen a más de 6.000 millones de seres humanos, se enfrenta en este comienzo del siglo veintiuno con una grave crisis del agua. Todas las señales parecen indicar que la crisis se está empeorando y que continuará haciéndolo, a no ser que se emprenda una acción correctiva.

Actualmente poseemos los conocimientos y la pericia necesarios para abordarlos y hemos elaborado excelentes herramientas conceptuales, tales como la equidad y la noción de sustentabilidad.

Aún así, de todas las crisis, ya sean de órdenes sociales o relativos a los recursos naturales con las que nos enfrentamos los seres humanos, la crisis del agua es la que se encuentra en el corazón mismo de nuestra supervivencia y la de nuestro planeta. Se afirma que las cuestiones relativas al agua habrán de cambiar en los próximos 25 años mucho más que en los últimos 2000 años.

El problema del agua no es privativo de nuestro país, sino que se vislumbra a nivel internacional y amenaza convertirse como el mayor conflicto geopolítico del siglo XXI, ya que se espera que en los próximos años la demanda de este elemento rebase con mucho su suministro.

1.1. JUSTIFICACION

Gran número de aprovechamientos de obras hidráulicas con fines de riego se resuelven utilizando como herramienta de proyecto el modelo de una presa derivadora, el cual por sus características de costo y obtención de beneficios inmediatos o en un plazo prácticamente corto permite su construcción. Aunque aparentemente el diseño de una estructura de este tipo es relativamente importante es necesario establecer las bases mínimas para facilitar la labor del personal técnico relacionado con el proyecto de estos aprovechamientos.

La principal función de una presa derivadora aplicada al riego es la de incrementar el tirante y encauzar las aguas a una obra de toma para su posterior distribución a la (s) zona (s) donde se le requiere. Las características son de acuerdo a las necesidades del lugar.

1.2. OBJETIVOS.

1.2.1. OBJETIVO GENERAL.

Lograr, que a través de la construcción de obras Hidroagricolas, se aprovechen los pequeños manantiales y se puedan revertir los fracasos de los productores de las zonas áridas y semiáridas, donde se tiene una agricultura de subsistencia y se pretende transformarla a una agricultura de riego aprovechando los pequeños manantiales, que actualmente y por décadas, no se han aprovechados.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

Incrementar la frontera agrícola con la construcción de obras, siendo los productos derivados de estas como prioridad en la alimentación, crecimiento económico, fuente de empleo temporal y sustento de la población.

Lograr incrementos en la producción de cultivos básicos y/o forrajes de temporal, mediante la construcción de obras para el aprovechamiento de escurrimientos del flujo subálveo.

Llevar a cabo la construcción de obras que contribuyan a disminuir los procesos de degradación del recurso suelo.

Fomentar en los productores la cultura de la conservación de los recursos naturales y sensibilizar sobre los beneficios que aporta el realizar acciones para la cosecha del agua.

Uno de los objetivos de este proyecto es derivar agua hacia las parcelas con sistemas de riego a presión.

Utilizar este tipo de obras como alternativa en la producción piscícola así como punto de turismo y recreación de la zona.

1.2.3. METAS.

Beneficiar con la construcción esta obra hidroagricola a la población del ejido con fines establecidos y con ello poder incrementar la frontera agrícola.

Se menciona que 1 ha riego es de 7 veces más productiva que una hectárea de terreno de agricultura de temporal tradicional.

2. REVISIÓN DE LITERATURA.

2.1. GENERALIDADES.

En México debido a las condiciones climáticas presentes y en función de que se le ubica en el globo terráqueo en las latitudes donde se localizan los grandes desiertos del mundo, hace que el 82% del territorio nacional se muestre como zonas áridas y semiáridas en las que condicionan la necesidad de irrigación, como estrategia y acción ineludible para garantizar cosechas que aseguren la producción de alimentos.

Ciertamente para poder hablar de una obra hidráulica cualquiera necesariamente se tiene que observar el origen del agua, que como elemento natural se encuentra en ese gran sistema de circulación en la naturaleza denominado CICLO HIDROLOGICO.

2.2. EL CICLO HIDROLÓGICO.

El ciclo hidrológico definido como la interminable circulación que siguen las partículas de agua en cualquiera de sus tres estados físicos. La circulación se efectúa en forma natural y durante la misma, el agua sufre transformaciones físicas, que en nada alteran su cantidad.

El ciclo hidrológico se lleva a cabo en los tres estratos del sistema terrestre: la atmósfera, ósea la capa gaseosa que envuelve al globo terráqueo, la litosfera que corresponde de la porción sólida de la superficie del globo y la hidrosfera, formada por los cuerpos de agua que cubren parte de la superficie de la tierra.

A ciencia cierta no se sabe dónde se inicia el ciclo hidrológico, pero se considera que por ocupar los mares y océanos el 70% de la superficie terrestre, es ahí donde se puede considerar que se inicia el ciclo, ya que la evaporación proveniente de ellos es mucho más alta que la que proviene de la tierra y de algunas partes de la atmósfera.

El vapor de agua producto de la evaporación, se condensa en la atmósfera formando nubes, las que al reunir ciertas condiciones se precipitan llegando a la tierra, al suelo o a los océanos. Parte del agua que se precipita puede ser interceptada por las plantas, escurrir sobre la superficie de los suelos o infiltrarse al subsuelo; gran parte del agua interceptada, de la transpirada por las plantas y la que escurre superficialmente, vuelve al aire al evaporarse.

El agua infiltrada puede percolar a zonas profundas, almacenándose en acuíferos subterráneos, los cuales pueden aflorar como a manantiales, agregándose a corrientes superficiales y llegar a los mares y océanos para ser evaporada cerrando así el ciclo del agua o ciclo hidrológico.

Analizando lo anterior se puede observar que en el ciclo hidrológico intervienen procesos complicados de evaporación, precipitación, transpiración, infiltración, percolación, afloramiento, almacenamiento y escurrimiento.

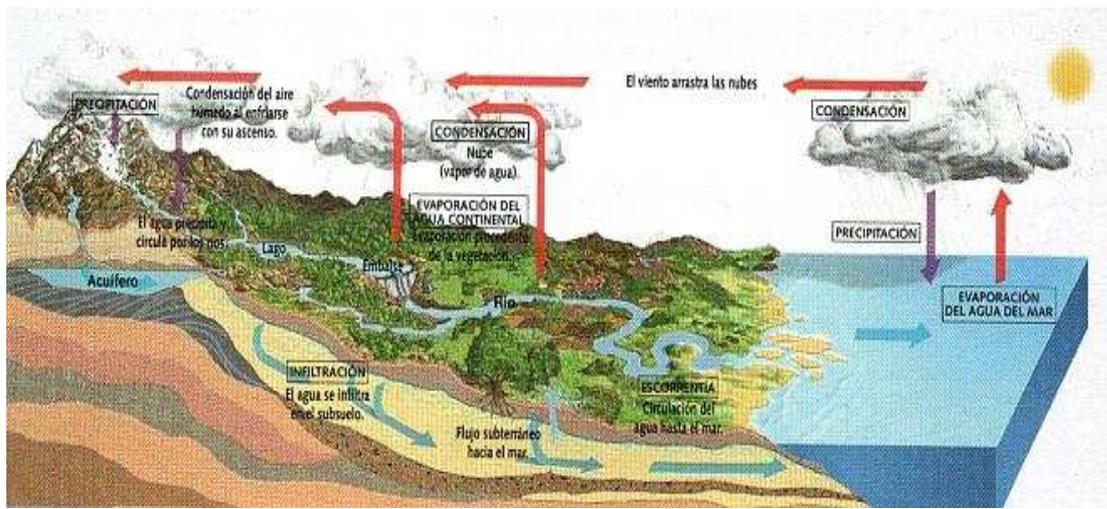


FIGURA 1.ESQUEMA DESCRIPTIVO DEL CICLO HIDROLÓGICO.

2.3. EVALUACION DEL CICLO HIDROLOGICO.

La precipitación total en la tierras continentales es de 119,000 km³/año.75, 000 km³/año se evapotranspiran por la vegetación-llamada "agua verde"- para sostener los climas y biodiversidad.44, 000 km³/año-la llamada "agua azul"-es agua renovable.

Del agua renovable, 30,000 km³/año fluyen como escurrimientos y solamente 14,00 km³/año constituyen lo que podría llamarse recursos hídricos: una fuente estable de suministro de agua dulce.

De la precipitación global sobre el suelo, un promedio de 40% es utilizado por los bosques, 36% llega al océano, 15% se usa en las praderas, 7% es utilizado por la agricultura de temporal, 0.9% se utiliza directamente por las cosechas en tierras de riego y 0.9% se infiltra en acuíferos y se almacena en presas de donde se extrae posteriormente para riego, 0.1% se evapora en presas y lagos y 0.1% se extrae de ríos, lagos y acuíferos para usos urbanos. El agua verde representa 62.9% y el agua azul 37.1% de la precipitación total en los continentes.

FUENTE: UNESCO 2006

2.4. CUENCA HIDROLOGICA

2.4.1. Concepto de cuenca

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de la lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada una de estas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

2.5. EVAPORACIÓN Y TRANSPIRACION

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica es importante conocer, por un lado, la cantidad de agua que se pierde por evaporación en grandes depósitos, como presas, largos o en sistemas de conducción, y, por otro la cantidad de agua con que es necesario dotar a los distritos de riego, para determinar las fuentes y dimensiones de los sistemas de abastecimiento.

Evaporación es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a su superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmosfera.

Transpiración es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente, del suelo.

Evapotranspiración es la combinación de evaporación y transpiración.

Uso consuntivo es la combinación de evapotranspiración y el agua que las plantas retienen para su nutrición. Esta última cantidad es pequeña en comparación con la evapotranspiración (aproximadamente representa solo el 1%), por lo que los términos evapotranspiración y uso consuntivo se usan como sinónimos.

2.5.1. Evaporación

La evaporación se produce básicamente por el aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua cercanas a la superficie de un suelo húmedo o una masa de agua, producido por la radiación solar, el viento y las diferencias en presión de vapor.

2.6. PRECIPITACION.

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

2.7. RELACIONES LLUVIA-ESCURRIMIENTO.

Es sumamente común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. En general, los registros de precipitación son más abundantes que los de escurrimiento y, además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etc. Por, ello es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación.

Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso de suelo, y la precipitación a través de mediciones directas en el caso de predicción de avenidas frecuentes.

Los principales parámetros que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes:

1. Área de la cuenca.
2. Altura total de precipitación.
3. Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.).
4. Distribución de la lluvia en el tiempo.
5. Distribución en el espacio de la lluvia y de las características de la cuenca.

Debido a que, por un lado, la cantidad y calidad de la información disponible varían grandemente de un problema a otro y a que, por otro, no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia-escurrimiento.

En este trabajo se verán solamente los métodos más representativos de cada grupo y los que se adaptan mejor al medio mexicano.

Desde luego la complejidad de los métodos aumenta a medida que se toman en cuenta los parámetros citados anteriormente.

En este sentido también aumenta su precisión, pero los datos que se requieren son más y de mejor calidad. Solo se explicaran los métodos que toman en cuenta los cuatro primeros parámetros, pues los que consideran todos, llamados modelos conceptuales, matemáticos o parámetros distribuidos, se encuentran aún en su fase experimental y, además, la información disponible en México todavía no es lo suficientemente completa para su aplicación.

2.8. MÉTODO DE LAS ENVOLVENTES.

Estos metodos toman en cuenta solo el area de la cuenca. Aunque no son metodos que analicen propiamente la relacion entre la lluvia y el escurrimiento, se explicaran por ser de enorme utilidad en los casos en que se requiera sólo estimaciones gruesas de los gastos maximos probables, o bien cuando carezca casi por completo de informacion.

La idea fundamental de estos metodos es relacionar el gasto maximo Q con el area de la cuenca Ac en la forma :

$$Q = \alpha A^\beta c \quad (1.1)$$

Donde Q es el gasto maximo y α y β son parametros empiricos , que tambien pueden ser funcion de A c. Notese que, con $\beta=1$ y $\alpha = C_i$, 1.1 es la formula racional. Se ha visto que β en el orden de $\frac{3}{4}$ para cuencas de area menor que unos 1,500 m² y de $\frac{1}{2}$ para cuencas mayores.

Existe una gran cantidad de formulas del tipo de la 1.1 pero la mas usada en mexico son las de creager y lowry. la formula de creager es:

$$q = 1.303 Cc(0.386 Ac)^\alpha Ac^{-1} \quad (1.2)$$

Donde q es el gasto máximo por unidad de área, $q = \frac{Q}{Ac}$

$$\alpha = \frac{0.936}{Ac^{0.048}} \quad (1.3)$$

Cc, es un coeficiente empirico y Ac esta en km²

La formula de Lowry es :

$$q = \frac{CL}{(Ac+259)^{0.85}} \quad (1.4)$$

Donde C_L es otro coeficiente empirico.

Naturalmente, el tiempo de concentración t_c (véase figura 2) depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere, en promedio, dentro de las mismas. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno y los cauces, y de la rugosidad de la superficie de los mismos. El tiempo de concentración se calcula mediante la ecuación:

$$t_c = \frac{L}{3600 v} \text{ --- (1.5)}$$

Dónde:

t_c = es el tiempo de concentración en h,

L= es la longitud del cauce principal de la cuenca en m.

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

La velocidad media v se estima con las tablas A y B, nótese que la formula 1.5 no toma en cuenta el recorrido del agua de lluvia desde que llega a la superficie hasta los cauces.

PENDIENTE DEL CAUCE PRINCIPAL	VELOCIDAD MEDIA ,m/s
1-2	0.6
2-4	0.9
4-6	1.2
6-8	1.5

VELOCIDAD MEDIA , m/s			
PENDIENTE %	BOSQUES	PASTIZALES	CANAL NATURAL NO BIEN DEFINIDO
0-3	0.3	0.5	0.3
4-7	0.6	0.9	0.9
8-11	0.9	1.2	1.5
12-15	1.1	1.4	2.4

TABLAS. A) Y B) RESPECTIVAMENTE.

2.10. DEFINICION DE PRESA.

Uno de los modelos en obras hidráulicas para su desarrollo a nivel mundial, pero enfocándolos principalmente a México son las presas.

Por lo que definimos a una Presa como una barrera o un muro de diversos materiales cuya finalidad es restringir el paso del flujo de agua de un río.

2.11. ESTRUCTURAS AUXILIARES.

- OBRA DE TOMA

Estructura que permite la extracción de agua del embalse para los fines deseados.

- OBRA DE EXCEDENCIAS.

Estructura que permite que los excedentes de agua pasen de nuevo a la corriente, sin peligro para la presa.

- OBRA DE CONTROL.

Permite el manejo de los excedentes, para proteger zonas aguas abajo.

- OBRA DE DESVIO.

Son obras de carácter temporal, que tienen por objeto controlar adecuadamente la corriente durante la construcción de la presa.

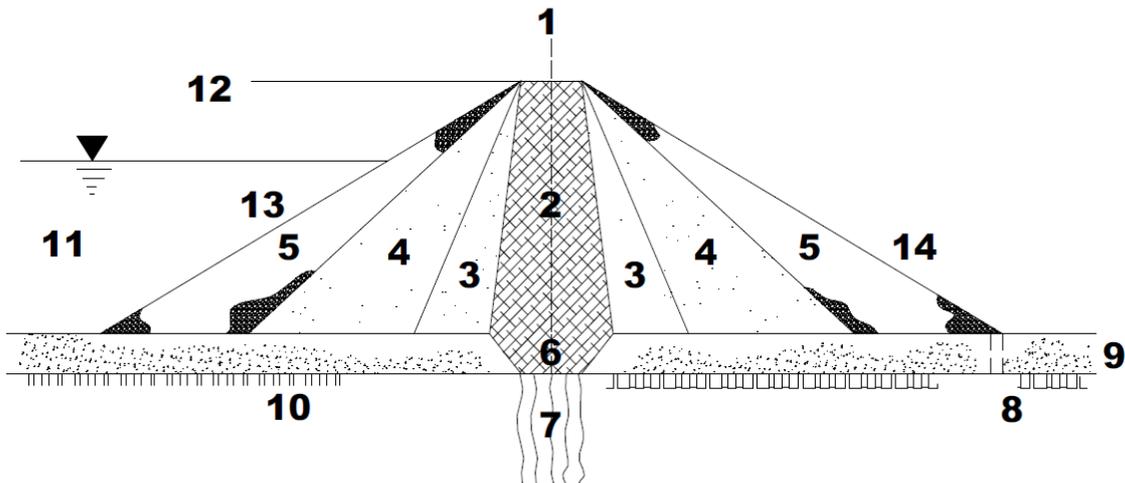
2.12. CLASIFICACION DE LAS PRESAS.

Existen varias clasificaciones de las presas: atendiendo a su altura, a sus funciones o a otras características, sin embargo la clasificación más común de acuerdo a sus materiales de construcción y a su concepción estructural que es la que se cita a continuación:



2.13. SECCION TIPICA DE LAS PRESAS.

A continuación se presenta la sección de una presa típica, así como su planta.



SIMBOLOGIA.

- | | |
|----------------------------------|-------------------------|
| 1. CORONA. | 8. POZOS DE ALIVIO. |
| 2. CORAZON O NUCLEO IMPERMEABLE. | 9. DEPOSITO ALUVIAL. |
| 3. FILTROS. | 10. ROCA FIRME. |
| 4. TRANSICIONES. | 11. EMBALSE. |
| 5. RESPALDOS. | 12. BORDO LIBRE. |
| 6. TRINCHERAS. | 13. TALUD AGUAS ARRIBA. |
| 7. PANTALLA DE INYECCIONES. | 14. TALUD AGUAS ABAJO. |

2.14. ANTECEDENTES HISTORICOS.

2.14.1. HISTORIA A NIVEL MUNDIAL.

Con una mirada retrospectiva hacia los escritos sobre construcciones erguidas. Todo intento por ubicar con una precisión la existencia de una obra ha resultado van más allá de los 1000 años a.c. se estima que los primeros intentos pueden ubicarse alrededor de 5000 años a.c. existen indicios de obra erguidas en babilonia, Egipto, india, Persia, lejano oriente. De hecho los pueblos que la utilizaron ya aun desaparecido en parte producto de la desaparición de las mismas obras que dieron origen a sus sistemas de riego y, por lo tanto, a sus asentamientos.

El destino de estas obras asido fundamentalmente la utilización del agua para riego y el control de las crecidas.

Los materiales utilizados han sido suelos y gravas colocados con escaso conocimientos técnicos, dando en muchos casos como resultado de obras de corta duración, aun cuando se tratara de construcciones de escasa envergadura.

Según el historiador Herodoto, el primer faraón Egipto menes, ordeno la ejecución de trabajos de irrigación con aguas de rio Nilo. Para ello hacia 4000 a.C. se habría construido sobre el rio Nilo, en Kosheis – unos 20 km agua arriba del emplazamiento elegido para la ciudad de Menfis – una presa de mampostería de 15 m. de altura y 450 m. de coronamiento.

Es notable destacar los métodos de trabajos utilizados hace miles de años, basados en el transporte del material en canastos, y su rudimentaria compactación debido al mismo pasaje de los obreros sobre el suelo volcado.

Podría decirse que todas las antiguas civilizaciones han quedado evidencias de grandes obras de irrigación las que, además de mostrar imponentes canales he inteligentes soluciones, guardan restos de las persas que han servido para desviar o contener esos cursos de agua.

Algunas han sufrido fallas debido a los sistemas de diseño o construcción utilizados, otras por abandono o declinación de la misma civilización que les dio origen, en casos las fallas han ocurrido luego de centurias de servicios que permitieron el desarrollo de sus pueblos.

Pocos años antes de Cristo, el desarrollo y crecimiento del imperio romano permitió llevar los conocimientos de sus constructores hidráulicos a varios lugares de Europa. Son notables los trabajos realizados en España y algo menos, en Francia. En España puede mencionarse que, casi 2000 años luego de su concepción, se mantienen aún en pie las presas de Proserpina (19 m de altura) y Comalbo (24 m de altura). Otras obras construidas durante su imperio duraron muchos años, como por ejemplo la presa de Subiaco a 50 km al este de roma, construido durante el emperador nerón y utilizado durante 1300 años. En libia Turquía, Persia, en siria, etc., han quedado muestras de presas construidas por este poderoso imperio. Estas obras han sido diseñadas buscando la prohibición del agua, protección contra aluviones, la decantación de ríos con altos contenidos de materia transportada, etc.

En el medievo, junto con el estancamiento general de la civilización, el interés por el aprovechamiento hidráulico disminuyo y solo se construyeron presas pequeñas destinadas a usos secundarios tales como mover ruedas de molinos. El renacimiento significo un nuevo empuje a la construcción de presas, aunque sobre una base empírica que condujo muchas veces al fracaso delas obras.

A mediados del siglo XIX las presas de mampostería tuvieron un importante avance debido al desarrollo de herramientas científicas, famosos descubrimientos como el de las leyes generales dela física y los estudios realizados por algunos ingenieros y científicos como w. Rankine en Inglaterra y M. de Sazilly en Francia. Este impulso permitió incrementar la altura de las presas y perfeccionar los análisis estructurales, comenzando a construirse presas de gravedad – como la presa de Gouffre d'Enfer de 60 m de altura – y aun en arco, como la presa de Zola en Francia que todavía sigue en pie.

Durante la última mitad del siglo XIX comenzó a desarrollarse también la construcción de presas en los estados unidos, sobre todo por el impulso de la conquista del oeste y la fiebre del oro.

La falla de algunas de estas presas intensificó los estudios sobre el cálculo estructural, los materiales y aspectos constructivos de las presas.

En los últimos cien años, la construcción de presas se vio impulsada por el desarrollo eléctrico que dio origen al surgimiento de los aprovechamientos hidroeléctricos.

La producción de energía en grandes cantidades y la posibilidad de un transporte entre puntos muy distantes, permite que la potencialidad de los ríos de caudales significativos sea aprovechada para generar energía eléctrica y llevarla a los centros de producción industrial y a las ciudades.

El lento crecimiento de la construcción de presas desde el comienzo de la historia humana, basado en el método de la prueba y el error, se ha transformado vertiginosamente durante el siglo XX. Los errores cometidos sirvieron para consolidar el conocimiento del comportamiento de las estructuras, análisis teóricos combinados con el juicio práctico de experimentados ingenieros, las matemáticas y la mecánica de los materiales, comenzaron a apuntalar fuertemente el desarrollo de diseños más seguros.

2.14.2. HISTORIA EN MEXICO.

En México prehispánico (hasta antes de 1521) la construcción de presas tuvo escasa importancia, en virtud del desarrollo de la agricultura que no fue un objetivo prioritario de los gobiernos españoles, sino la explotación de la minería.

En la época independiente (1821- 1868), en país atraviesa unas estabilidades económicas y políticas, ocasionadas por guerras internas y externas, así como por los continuos cambios del sistema de gobierno. Debido a lo anterior la agricultura no tuvo un pleno desarrollo, ocasionando que únicamente se llevaran a cabo la construcción de únicamente 4 presas.

En la época independiente (1868-1911), el gobierno del general Porfirio Díaz incrementa el desarrollo agropecuario con la construcción de presas de almacenamiento y algunas presas derivadoras, la construcción de estas obras hidráulicas es llevado a cabo por particulares, fungiendo al gobierno federal como promotor y concesionaria de las aguas nacionales, creando para tal efecto la comisión hidrológica.

Cabe mencionar, que a fines de esta época y a principios de la época revolucionaria; ya se contaban con 812 000 hectáreas regadas.

En la época revolucionada (1911-1926), se efectúan estudios geohidrológicos para proponer la construcción de presas para fines de riego, se destinan por primera vez partidas presupuestales a las actividades tendientes al aprovechamiento de las aguas nacionales, bajo el gobierno del presidente Francisco I. Madero.

En la constitución política de 1917, siendo presidente Venustiano Carranza, queda establecido en los artículos 27 y 73, que las actividades relacionadas al uso y aprovechamiento del agua en el territorio nacional, sean encomendadas al departamento de irrigación llevando a cabo la construcción de obras hidráulicas, con la finalidad de regar 91,000 Has.

En la época constitucional (1926-1946), durante el gobierno del general Plutarco Elías Calles se crea la Comisión Nacional de Irrigación dependiente de la Secretaría de Agricultura y Fomento; dicha Comisión, procedió a realizar obras necesarias para aprovechar al máximo los escurrimientos de los ríos, en este periodo de 21 años, la comisión nacional de irrigación benefició a 827,000 has. Con obras de pequeña y grande irrigación.

A partir de enero de 1947, se inicia el periodo de la secretaria de recursos hidráulicos (1947-1976), encomendando entre otras funciones, la construcción de una infraestructura hidráulica encaminada al servicio general y producción agrícola, así como la legalización del uso racional de las aguas nacionales es por conducto de un documento llamado la ley federal de aguas.

La secretaria de recursos hidráulicos, en sus 30 años de duración construyó obras de suma importancia, siendo en total 412 presas de almacenamiento con la capacidad que varía de 500,000 m³ a 12,960,000 m³, se considera como la etapa más importante de la construcción de presas. Estas obras permitieron beneficiar a 2,620,155 has, destinadas a la producción agrícola.

Se crea en los años de 1977 la secretaria de agricultura y recursos hidráulicos, fortaleciendo con esto en el desarrollo de la producción agrícola y ganadera, con base a los aprovechamientos hidráulicos, en este periodo se han beneficiado con el riego a 1,000,788 has; y se han protegido 2,070,000 has, con la construcción y operación de presas de fines múltiples.

A partir de 1981 a la fecha, se han construido diversas presas en diferentes estados ya que están plenamente justificadas a las necesidades de obras para el desarrollo de diversas actividades, pero con mayor importancia al desarrollo agropecuario.

2.15. SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO.

- a) Obras de retención (o cortina). La función de esta es retener las aguas para formar el vaso de almacenamiento y regular los escurrimientos del cauce.
- b) Obra de toma. la función de esta obra es manejar las extracciones para satisfacer la demanda de los diferentes beneficios.
- c) Obra de excedencias. La función es dar salida a las aguas de escurrimiento que no pueden ser almacenadas.

Estas tres estructuras, por lo general forman lo que se ha dado en llamar presa de almacenamiento.

- d) Diques de cierre. La función es ayudar a la cortina al cierre del vaso, en puertos naturales independientes de la boquilla.

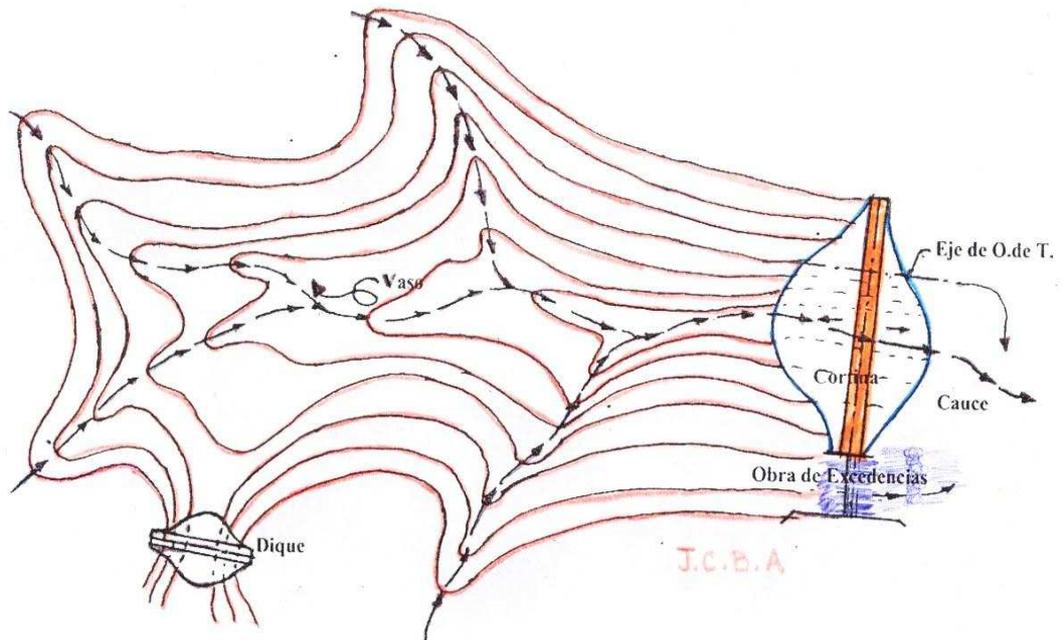


FIGURA 3. ESQUEMA DE COMPONENTES DE UN SISTEMA DE ALMACENAMIENTO.

2.16. ELEMENTOS NATURALES Y SUS CONDICIONES.

a) Cuenca

Es la superficie de terreno limitado por la línea del parteaguas en la cual el agua de lluvia precipitada dentro del área, escurre para ser drenada por el río o arroyo, desde su nacimiento hasta el sitio de la boquilla.

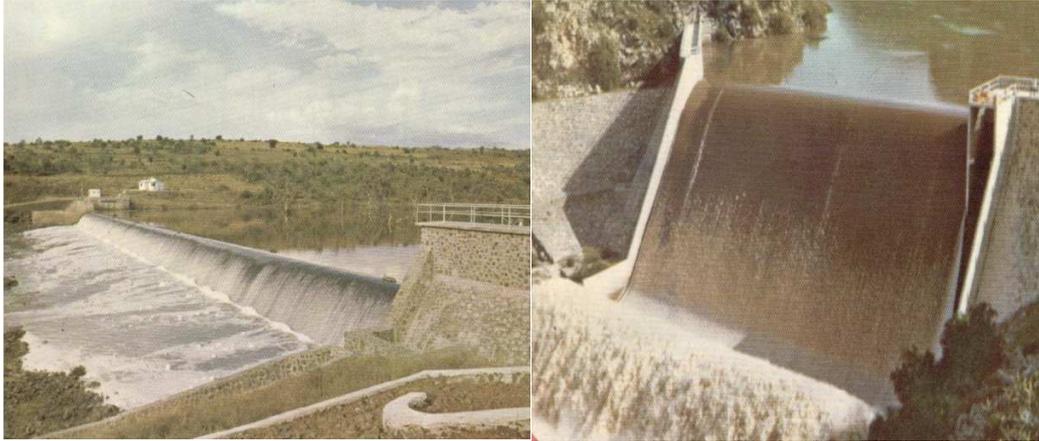


FIGURA 4. CORTINA, OBRA DE TOMA Y OBRA DE EXCEDENCIAS.

Las características del tamaño, forma, vegetación, pendientes, corrientes, etc., son condiciones que influyen en el escurrimiento y adecuada alineación al vaso.

b) Vaso de almacenamiento.

Valle natural en el cual se puede crear un receptáculo topográfico para almacenar agua, mediante el cierre de una boquilla con una estructura para formar un lago artificial.



FIGURA 5. VASO DE ALMACENAMIENTO.

Las características de capacidad e impermeabilidad, son condiciones favorables para un adecuado almacenamiento.

Topografía: → grafica de áreas-capacidades; geológica: → impermeabilidad;

Problemas: calizas cavernosas (yeso y grietas).

c) Boquilla.

Estrechamiento topográfico de un valle donde se construye la estructura de retención o cortina. Condiciones favorables: resistencia, impermeabilidad, topografía.

Topografía → forma y tamaño. Geología → resistencia e impermeabilidad.



FIGURA 6. PERFIL DE UNA BOQUILLA.

d) Cauce.

Conducto por el cual escurre el agua. Su estado es importante por el acarreo de sedimentos así como por la permeabilidad.



FIGURA 7. CAUCE DE UN RIO.

2.17. VERTEDOR.

Uno de los elementos más importantes en una presa de almacenamiento es la obra de excedencias o vertedor , que tiene por finalidad descargar los escurrimientos extraordinarios que llegan al embalse y que no está previsto que sean utilizados para los fines que fue construida la obra ,protegiendo la cortina, obra de toma y demás estructuras al impedir que le agua que ya no puede ser almacenada en el vaso , se desborde sobre la cortina y la destruya ; o para evitar el llenado del embalse arriba de un nivel que ocasione daños en propiedades adyacentes.

Muchas fallas en las presas han sido causadas por un diseño inadecuado de los vertedores, siendo insuficientes en su capacidad. Deben desalojar la avenida máxima de diseño, que según los datos obtenidos y estudios realizados pueda pasar por el lugar.

La capacidad hidráulica de las obras de excedencias debe determinarse mediante un cuidadoso estudio hidrológico y mediante consideraciones económicas de los posibles daños causados por la falta de la cortina y los costos del vertedor y de alturas adicionales de cortina, todo dentro de un marco razonable de riesgos que se puedan correr.

En ciertas presas y ante ciertas condiciones es posible y económicamente factible construir dos vertedores, uno de servicio, que será el encargado de manejar las avenidas ordinarias que se presentan con mayor frecuencia y otra auxiliar que funcionará solo ante la presencia de avenidas extraordinarias.

Además de tener suficiente capacidad el vertedor debe ser hidráulica y estructuralmente adecuado y debe estar localizado de manera que las descargas

del vertedor no erosionen, y socaven el talón aguas debajo de la presa. Las superficies que forman el canal de descarga del vertedor deben ser resistentes las velocidades erosivas creadas por la caída desde la superficie del vaso a la del agua de descarga y, generalmente, es necesario algún medio para la disipación de la energía al pie de la caída.

2.17.1. IMPORTANCIA DE LOS VERTEDORES.

La función principal de las obras de excedencias es la de permitir el desalajo de los volúmenes excedentes de agua en el vaso de almacenamiento; esto establece de manera tácita de que previamente se halla satisfecho la capacidad de almacenamiento en la presa; o sea, que el embalse se encuentre lleno hasta su nivel de conservación o máximo de operación antes de que inicien los desfuegos por estas importantes estructuras.

La importancia en la planeación, diseño y construcción de los vertedores de demasías radica y debe radicar en que esta estructura es considerada como una verdadera válvula de seguridad de las presas; ya que, permite de una forma controlada y calculada la derivación o evacuación de los volúmenes excedentes sin peligro para la propia presa.

En el caso de las presas de almacenamiento el propósito es evitar desfuegos que pudieran ocasionar problemas originando que el nivel de agua sobrepase la corona y derrame sobre ella, pudiendo ocasionar la falla, sobre todo si se trata de presas de tierra, materiales graduados o de enrocamiento; es por ello que las obras de excedencias deberá ser hidráulica y estructuralmente adecuada y con las descargas localizadas de manera que no erosionen el pie de la cortina u otras estructuras existentes aguas abajo, es por ello que los materiales que formen los revestimientos de la estructura deben ser resistentes a la erosión y tener un acabado liso con el fin de que sean capaces de resistir las altas velocidades que frecuentemente se presentan en ellas.

Las obras de excedencias son un aprovechamiento superficial de la estructura que permiten descargar los volúmenes de agua que exceden a la capacidad útil de control en un almacenamiento, para ser conducidos fuera del vaso y llevados aguas abajo al río, evitando el daño a otras estructuras y con el máximo de seguridad.

Estas funciones se realizan normalmente utilizando vertedores y solo en casos especiales de obras pequeñas, se utilizan los sifones: por esta razón las obras de excedencias son a menudo vertedores de excedencias.

Las obras de excedencias se utilizan para descargar la llamada avenida de diseño o máxima probable, cuyas características se obtienen de los estudios hidrológicos en el río y en el tránsito de avenidas a través del vaso almacenador. Estas se proyectan en un amplio margen de seguridad, que puede ocurrir en 10,000 años.

Como se sabe las obras de excedencias son uno de los elementos indispensables de las presas no vertedoras. En cada proyecto de una presa hay que hacer estudios comparativos para saber qué tipo de vertedor es más conveniente.

3. DISEÑO DE LA OBRA.

De acuerdo con los datos obtenidos en los estudios citados, se procederá a efectuar el diseño de cada una de las estructuras integrantes de la obra, pudiendo servir como guía, las siguientes normas generales: Primeramente se define el almacenamiento el cual se basa uno en los estudios hidrológicos y en los estudios topográficos, partiendo de los primeros se define primeramente el Volumen escurrido:

$$V_e = K_e P_m A_c \text{ --- (1)}$$

En la que:

V_e = volumen escurrido, en m^3 .

K_e = coeficiente de escurrimiento, adim. (Varia de 0.1 a 0.23).

P_m = Precipitación media en la cuenca, en m.

A_c = Área de la cuenca, en m^2 .

Se selecciona el coeficiente de aprovechamiento (K_{apr}), el cual varía de 0.3 a 0.9, que al aplicarlo en el anterior volumen se obtiene el volumen aprovechable:

$$V_{apr} = K_{apr} V_e \text{ --- (2)}$$

Este volumen pasa a conformar una restricción hidrológica, que limita a la capacidad total de Almacenamiento (CTA), no debiendo esta última rebasar al V_{apr} , que en función de la capacidad del vaso de almacenamiento, dado por la topografía del mismo, si es mayor, la restricción será exclusivamente hidrológica, pero si la capacidad es menor, pasa a conformarse una restricción topográfica, con lo que se define la Capacidad total de almacenamiento (CTA). A continuación se pasa definir la Capacidad de Azolves, que está en función de la vida útil de la obra, que para pequeños almacenamiento se consideran 25 años, calculándose así:

$$CAZ = k_{AZ} N_A V_e \text{ --- (3)}$$

Dónde:

CAZ =Capacidad de azolves, en m^3 ,

k_{AZ} = Coeficiente de Azolvamiento, adim.=0.0015, para presas pequeñas;

N_A = Vida útil de la presa, en años =25 años, para presas pequeñas.

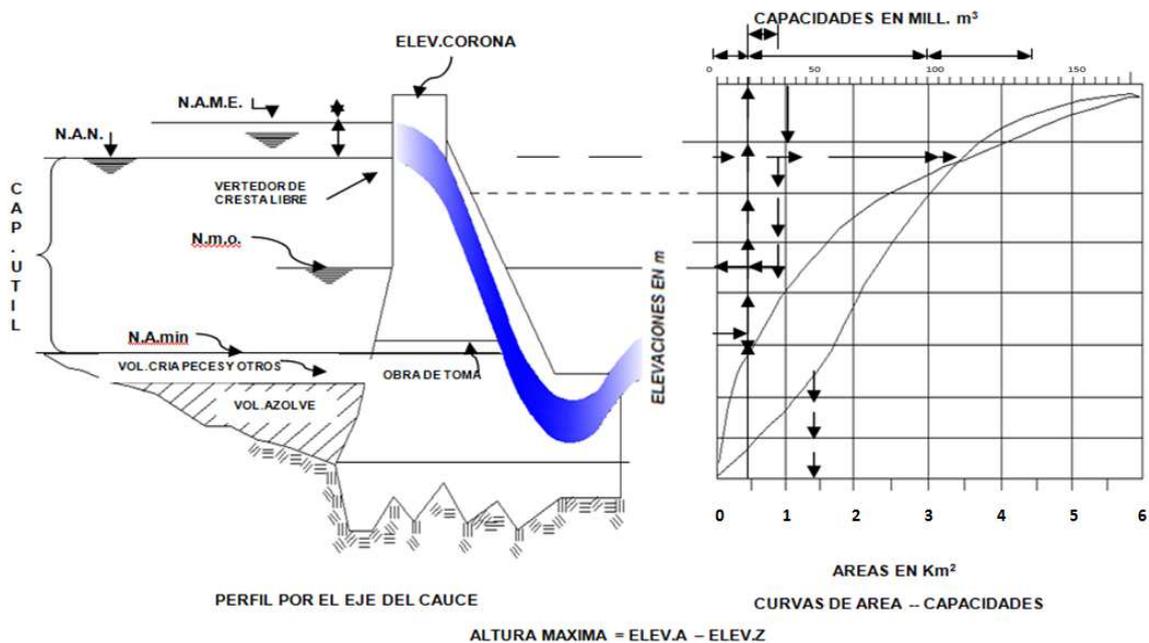


FIGURA 8. LOS DIFERENTES NIVELES DE ALMACENAMIENTO.

A continuación se define la altura máxima de la cortina, calculada con:

$$H_{m\acute{a}x.} = H_{NAN} + H_V + L.B. \text{ --- (5)}$$

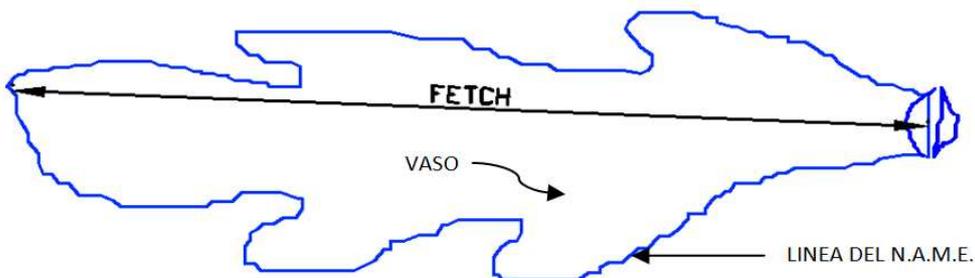
Dónde:

H_{máx.}= Altura máxima de la cortina (desnivel entre la corona y la menor cota del cauce en la zona de la cimentación), en m.

H_{NAN}=Altura del N.A.N. (desnivel entre la cota del vertedor -descarga libre- y la menor cota del cauce en la zona de la cimentación), en m.

H_V= Carga del vertedor, en m (determinada en el diseño de la obra de excedencias).

L.B. =Libre Bordo, en m = f (marea del viento oleaje del viento, pendiente y características del paramento mojado, factor de seguridad, etc.).



- **Cimentación.** a) Debe ser de roca firme y sana, con la suficiente resistencia para soportar las cargas impuestas

- **Concreto.**

a) Debe ser homogéneo.

b) Uniformemente elástico.

c) Debe estar perfectamente unido con la roca.

3.1. CONDICIONES DE TRABAJO DE UNA PRESA DE GRAVEDAD.

a) Se debe asegurar que el nivel del agua en el almacenamiento no rebase al N.A.M.E. (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias).

b) No es admisible que el concreto trabaje a esfuerzos de tensión. Para cumplir esta condición, la resultante de todas las fuerzas, arriba de un plano de corte horizontal cualquiera, debe cortar a dicho plano dentro del tercio medio, a presa llena y a presa vacía.

c) La cortina debe ser segura al deslizamiento. El factor de seguridad contra el deslizamiento (F.S.D.) en un plano de corte cualquiera, debe ser mayor de 1.5, incluyendo la resistencia al rasante:

$$F. S. D. = \frac{\Sigma V \operatorname{tg} \phi + 1.5CA}{\Sigma H} \geq 5$$

En la que:

Σv = Suma de fuerzas verticales;

$\operatorname{tg} \phi$ =talud de reposo del material,

C = Capacidad de rasante del concreto simple (=0.2f'C);

A = Área de la superficie de corte horizontal.

ΣH = Suma de fuerzas horizontales.

La cortina debe ser estable al volcamiento:

$$F. S. V. = \frac{\Sigma M(F_V)}{\Sigma M(F_H)} \geq 2.5$$

En la que:

$\Sigma M (FV)$ =Suma de los momentos de las fuerzas Verticales,

$\Sigma M (FH)$ = Suma de los momentos de las fuerzas Horizontales.

Si se cumple que la resultante cae dentro del tercio medio, se satisface el factor de seguridad contra el volcamiento.

d) Los esfuerzos en todos los puntos de la estructura deben ser menores que los máximos esfuerzos permisibles especificados y para las condiciones más desfavorables de cargas en sus distintas combinaciones.

3.1.1. Estabilidad de una presa de gravedad.

Los tres factores que atentan contra la estabilidad de una Presa de Gravedad son:

- a) El vuelco.
- b) El deslizamiento.
- c) Los esfuerzos excesivos.

3.1.2. Cálculos estructurales de la cortina.

Los cálculos estructurales de una cortina de gravedad se realizan para una sección representativa de la parte no vertedora así como de la vertedora.

La primera sección es la más completa, ésta se calcula para que no sea rebasada por el agua.

La segunda sección está adaptada para que por ahí pase el agua sobrante del almacenamiento, una vez que ha rebasado el N.A.N.E. (Nivel de Aguas Normales en el Embalse) dado por la cota de la cresta de la obra de excedencias.

En este sólo se detallarán los cálculos de la sección no vertedora.

Para los cálculos se toma un elemento de la sección más alta de la cortina que recibe el nombre de Cantiliver o Ménsula (limitado por dos planos verticales y normales al eje de la cortina, distantes 1 m), tal como se muestra en la Fig. 8.

Una cortina de gravedad debe ser como cualquier otra cortina: impermeable, segura y estable. Se diseña a fin de lograr estas condiciones con el proyecto más económico posible.

Una presa de gravedad es una estructura rígida que no admite deformaciones peligrosas de la cimentación y que le transmite cargas unitarias fuertes, por lo que está indicada su construcción sobre roca sana o susceptible de mejorar con tratamiento especial.

Los cálculos se realizan para dos condiciones de funcionamiento:

- a) A presa llena.
- b) A presa vacía.

3.1.3. Hipótesis a considerar en los cálculos.

1. Se supone que cada ménsula trabaja aisladamente sin transmitir a ninguna otra, ni recibir de ellas ningún esfuerzo.
2. Se considera que los materiales de que está formada la cortina son elásticos y obedecen a la Ley de Hooke, siguiendo la hipótesis de las deformaciones planas.

3.2. CARGAS QUE ACTÚAN EN UNA CORTINA DE GRAVEDAD.

Una cortina de gravedad está expuesta a cargas externas e internas. Puede quedar expuesta además por tiempos cortos, a cargas importantes no permanentes. Sin embargo, debe ser estable en todas las condiciones de trabajo. Las cargas son:

- a) Peso propio del material de la cortina.
- b) La supresión.

Debido a la presión del agua que obra sobre el paramento de aguas arriba de la cortina y a la porosidad de los materiales que la forman, así como a la roca de la cimentación; se filtra el agua por todo el cuerpo de la cortina y su apoyo, transmitiendo presiones internas denominadas subpresión.

- c) La presión del agua.

- c.1. Componente horizontal de la Presión del Agua.
- c.2. Componente vertical de la presión del agua (cuña de agua).

- d) Sismo.

Los sismos comunican aceleraciones a las presas que pueden aumentar las presiones del agua sobre ellas, así como los esfuerzos dentro de ellas mismas. Así se producirán fuerzas horizontales que actuarán en el paramento aguas arriba y se producirán también fuerzas verticales que se traducen en choques de la cimentación hacia abajo.

- d.1) Sismo sobre la cortina.
- d.2) Sismo en la masa de agua del almacenamiento.

- e) Cargas de Azolves.

- f) Presión del hielo en la presa.
- g) Viento en la presa.
- h) Presión del oleaje.

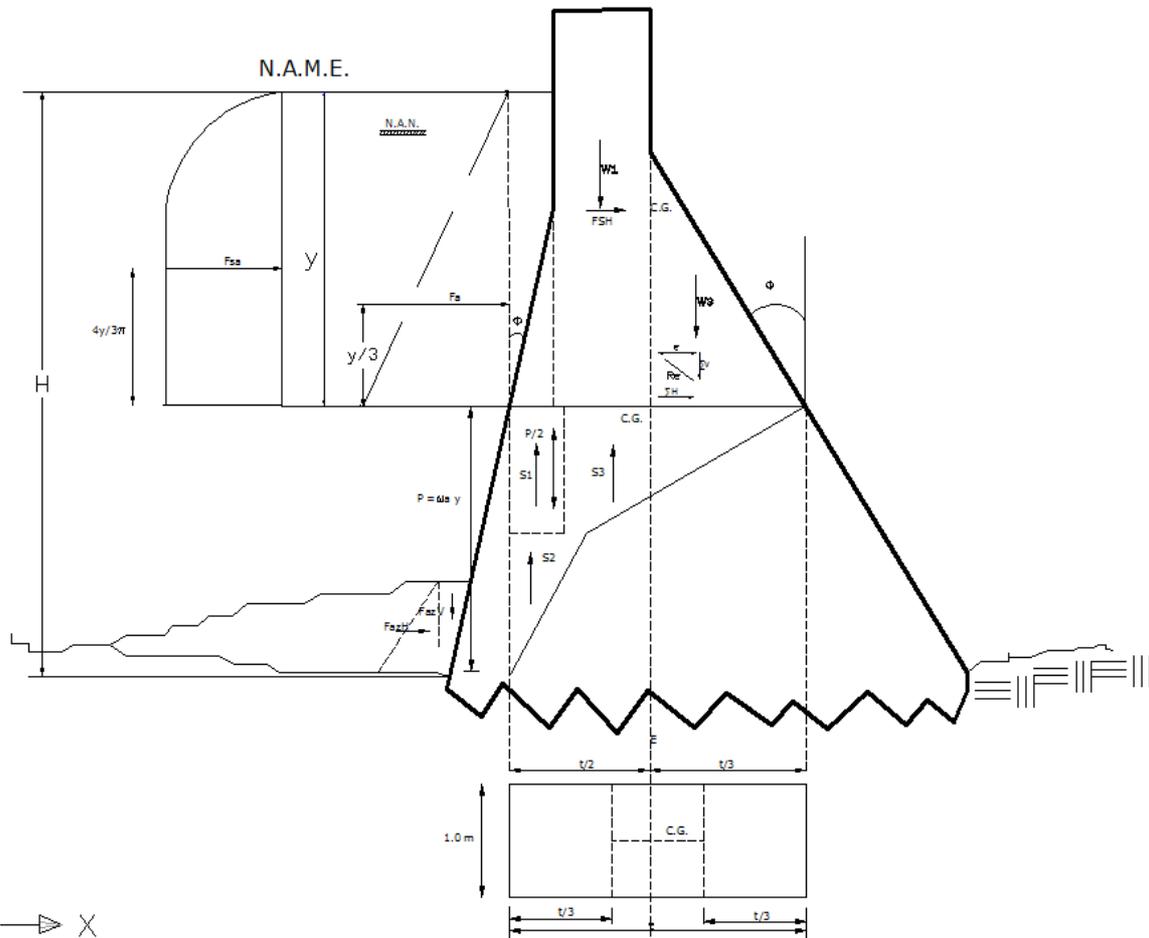


FIGURA 9. CARGAS QUE ACTÚAN EN CORTINAS DE GRAVEDAD Y SECCIÓN DE ANÁLISIS.

Los taludes aguas abajo en la sección:

- { 0.645: 1 Sin subpresión
- { 0.845: 1 Con subpresión

3.2.1. Cálculos a realizar.

Para la sección no vertedora primeramente se define el ancho de la corona (C_e):

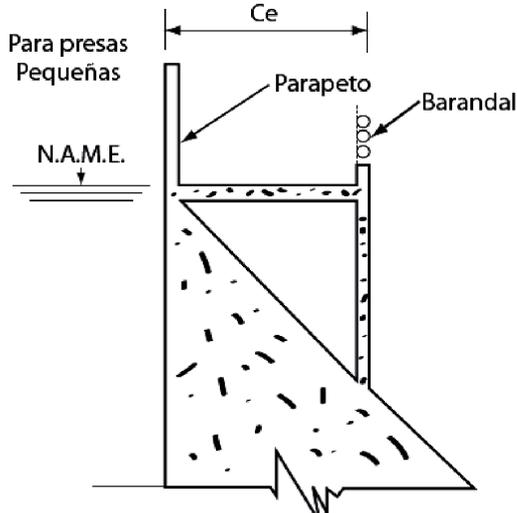


FIGURA 10. ANCHO DE CORONA EN PRESAS DE GRAVEDAD.

3.2.2. Anchos de corona para presas pequeñas.

El ancho que se le dé influye en la esbeltez de la cortina, de tal forma que a mayor ancho más esbelta. Algunos autores aconsejan el ancho económico, e indican que el costo más bajo, de toda la sección, se obtiene cuando el ancho de la corona es igual a 0.15 la altura: $C_e = 0.15 H$.

Pero esto depende también de la forma de la boquilla.

Otros autores consideran:

— — —

En cada caso se escogerá a criterio, valorando los riesgos y seleccionando un ancho que armonice con la cortina y sobre todo que permita que se pueda usar para satisfacer las necesidades esperadas. Así, si se requiere un camino, la corona deberá tener el ancho del camino (3.1 m una faja, 6.10 m para 2 carriles de circulación).

La corona se limita por ambos lados con parapetos o barandales que protegen a las personas que por ahí transiten. Aprovechando esto, el parapeto se puede utilizar para reducir la altura de la cortina en la parte del libre bordo, en la zona del paramento mojado.

Fijado el ancho de la corona se diseña la cortina, calculándola de arriba hacia abajo, para lo cual se definen las siguientes zonas de cálculo, según se observa en la figura 11:

Zona I. Se define desde el coronamiento hasta el NAME, donde exclusivamente habrá cargas verticales. Será por lo tanto innecesario aumentar la amplitud de la base en esa zona, conservándose los paramentos verticales.

Zona II. Ésta será definida a una altura en la que, conservando verticales los paramentos, la resultante a presa llena incida sobre la base en el límite del tercio medio aguas abajo. Siendo éste el límite para que no aparezcan tensiones del lado aguas arriba.

Zona III. A partir de la sección que limita la anterior zona es necesario ir ampliando la base del lado de aguas abajo, con el fin de evitar tensiones aguas arriba. Esta zona se define a una altura que, conservando el paramento aguas arriba vertical, la resultante a presa vacía quede en el límite del tercio medio aguas arriba.

Zona IV. A partir de la sección que limita la anterior zona, ambos taludes se van ampliando lo necesario para tener la resultante general en los límites del núcleo central (tercio medio) de aguas abajo a presa llena y de aguas arriba a presa vacía. Conforme los esfuerzos máximos han ido aumentando, los esfuerzos del paramento aguas abajo a presa llena son más intensos, por lo que en este lado es donde primero se llega a los límites de las resistencias admitidas por los materiales de la cortina y la cimentación. La altura a la cual se llegue a los límites de las resistencias, en el plano bajo estudio, será el final de la Zona IV.

Zona V. Se sigue ampliando la base para que no se rebase la resistencia permisible a compresión del lado de aguas abajo, a presa llena. El límite de esta zona queda a una altura del plano de estudio donde las fatigas de los materiales de la cortina (o la cimentación) alcancen el valor permisible del lado aguas arriba, a presa vacía.

Zona VI. El límite de esta zona queda a una altura donde ampliando la base, tanto aguas arriba para presa vacía como aguas abajo a presa llena, los límites de resistencia no deben ser rebasados por los esfuerzos.

Zona VII. En este caso, la inclinación de los paramentos ha resultado tan pronunciada que para la cara de aguas abajo, la $\text{Sec}^2 \alpha$ puede llegar a tener un valor tan grande (un valor que equivalga a un talud de 1.5:1) que sea incompatible con las suposiciones de diseño, por lo que debe eliminarse, modificando el diseño.

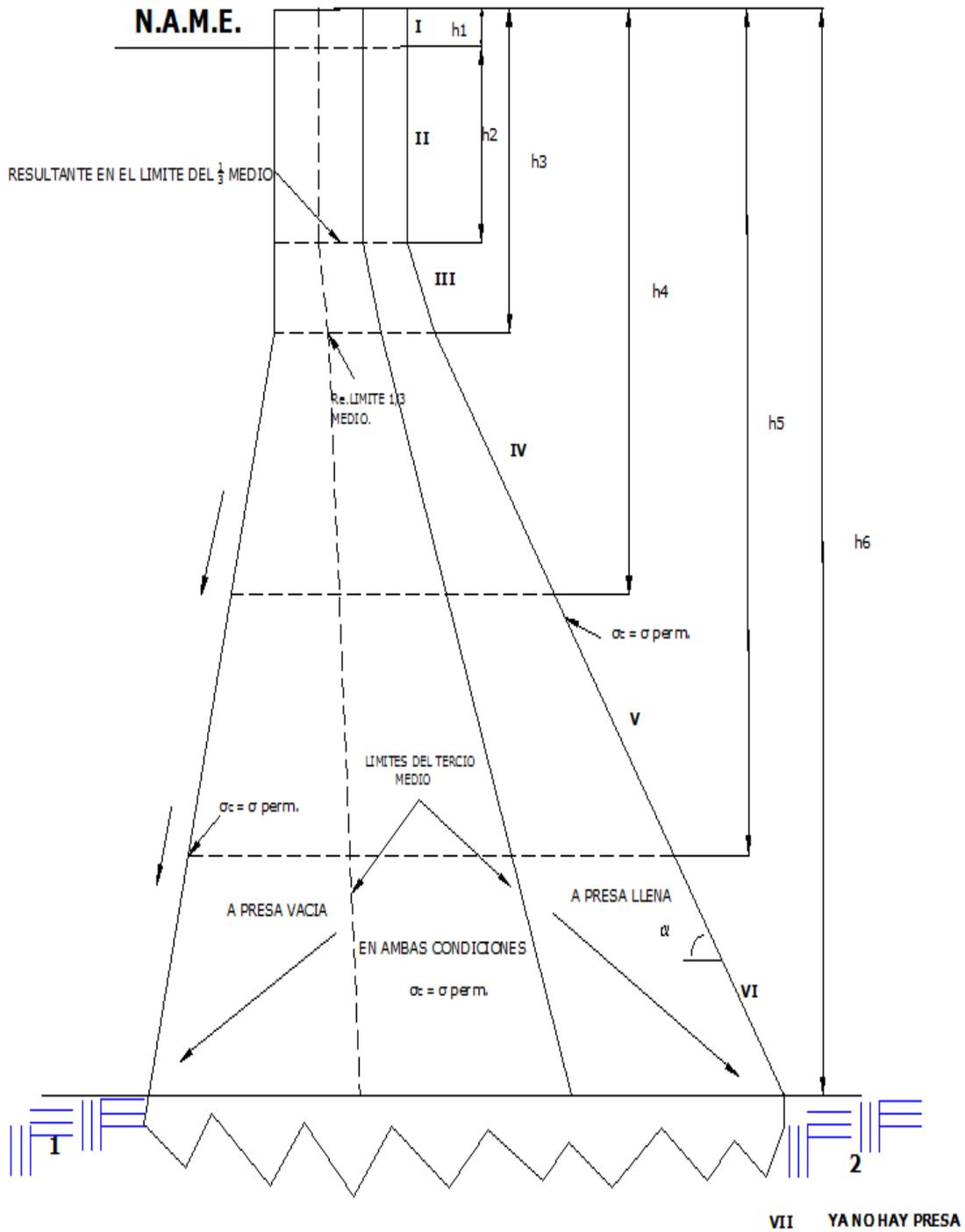
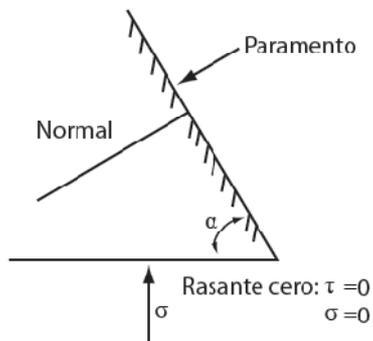


FIGURA 11. ZONAS DE CÁLCULO EN PRESA DE GRAVEDAD.

3.3. CÁLCULOS DE ESFUERZOS.



A presa vacía se cambian los puntos, ubicando el punto 1 (aguas abajo) y el 2 (aguas arriba).

Esf. Principal: $f_{\text{princ}} = \frac{\sigma}{\text{sen}^2\alpha}$

$f'_c = 140 \text{ } 200\text{Kg/cm}^2$

$f'_{c_{\text{Mamp.}}} = 400\text{Kg/cm}^2$

Criterios para el cálculo de esfuerzos:

1. Compresión máxima compresión permisible.

2. A presa llena:

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{t} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{t} \right)$$

La excentricidad se obtiene con:

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$

A presa llena: $\sigma_1 \leq f_{\text{perm.}} \left(= \frac{1}{6} f'_c \right)$ cargas sin incluir sismo o viento.

2. Con sismo o viento: $f_{\text{perm.}} = 1.33 \frac{f'_c}{6}$

A presa vacía:

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{t} \right)$$

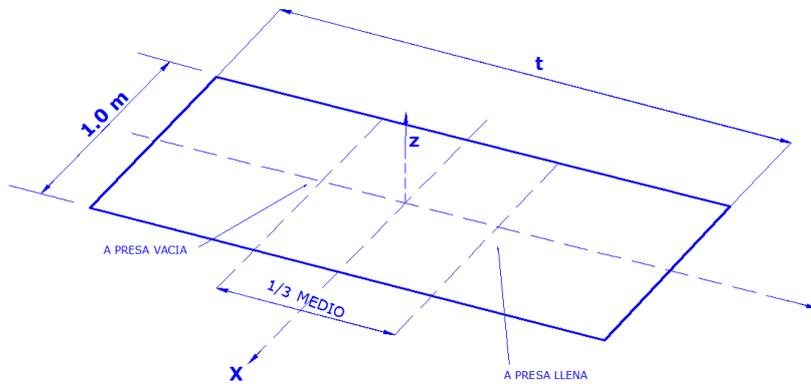
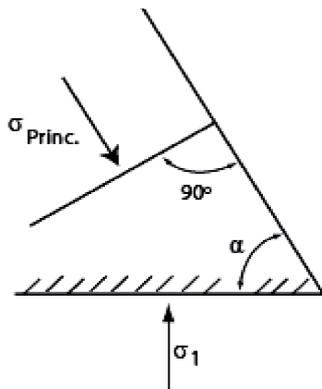


FIGURA 12. SECCIÓN HORIZONTAL DE ANÁLISIS.

Todos los esfuerzos son en planos horizontales



— ;

En parámetros verticales:

El Es el que se compara con el esfuerzo permisible.

3. Rasantes no mayores que los permisibles.

Se analizan bajo dos opciones:

- a) Fricción solamente

—

MATERIALES	f
Concreto – Concreto	0.75
Concreto – Roca en buenas condiciones	0.70 – 0.75
Mampostería – Roca	0.60
Mampostería – Mampostería	0.6 → 0.75

TABLA 1. COEFICIENTES DE FRICCIÓN ENTRE MATERIALES.

En caso de que no se satisfaga esta condición, se analiza el inciso b)

b) Factor de seguridad al deslizamiento.

$$F. S. D. = \frac{\Sigma Vtg\phi + 1.5CA}{\Sigma H} \geq 5$$

Esto es para la última sección horizontal.

C = $0.2 \sqrt{f'c}$: Capacidad de rasante del concreto simple:

C = 0.2 f'c valor de ruptura.

$\sigma_{Perm.} = 0.2 f'c$: Esfuerzo de seguridad al normal. En caso de que tampoco se satisfaga esta condición, entonces se cambia la sección y se vuelven a realizar los cálculos.

c) *Obra de excedencias.* Teniendo en cuenta que las fallas ocurridas mundialmente en presas de gravedad se han debido principalmente a la insuficiencia del vertedor de demasías, se tendrá especial cuidado en su diseño, basando los cálculos en datos obtenidos de la avenida máxima observada.

La estructura, de preferencia debe quedar ubicada en el cuerpo de la cortina, y eventualmente en la ladera, para lo cual quedará anclada al terreno natural, alojándose en cualquiera de las laderas o en un puerto natural.

El gasto de diseño será desalojado por el vertedor con una longitud dada por la fórmula de Francis en vertedores:

$$Q = CLH^2 \text{ --- (8)}$$

En la que:

Q = Gasto de diseño, en m³/seg.

C = Coeficiente del vertedor = 2 m^{1/2}/seg para el tipo cimacio.

L = Longitud de la cresta en m.

H = Carga de diseño en m.

La elevación de la cresta vertedora se fijará considerando la carga de trabajo a su máxima capacidad, adicionada de un bordo libre que nunca será menor a 0.50 m, el que podrá aumentarse de acuerdo con la importancia de la altura fijada a la cortina y la longitud del “fetch”, cuando haya peligro de oleaje.

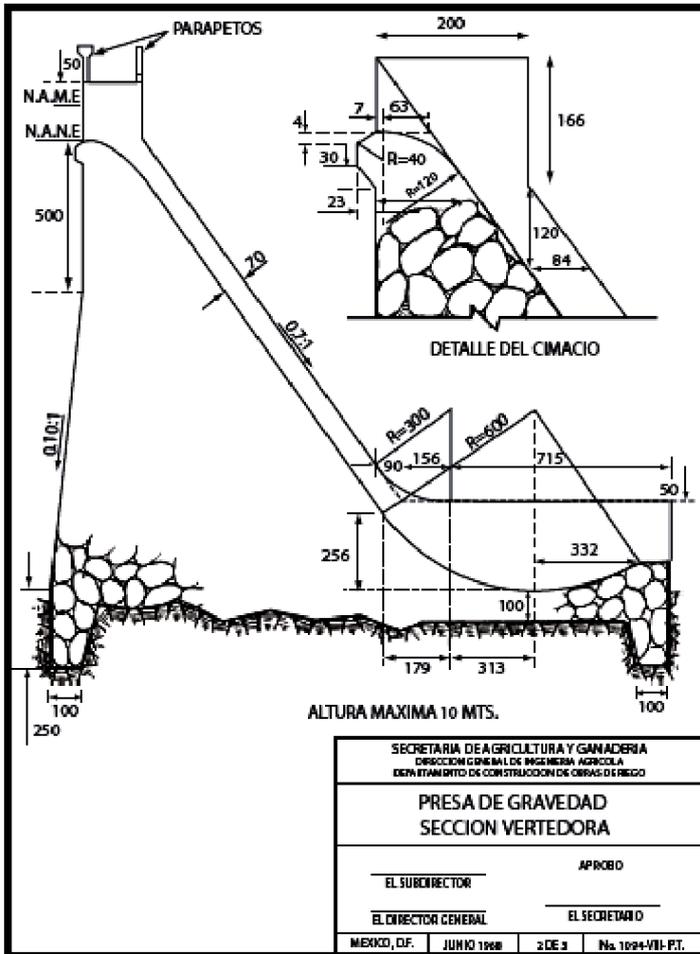


FIGURA 13. SECCION VERTEDORA EN PRESA DE GRAVEDAD.

La zona de descarga al pie del vertedor se ubicará una estructura disipadora, como un deflector Salto de Esquí o del tipo Tenasco.

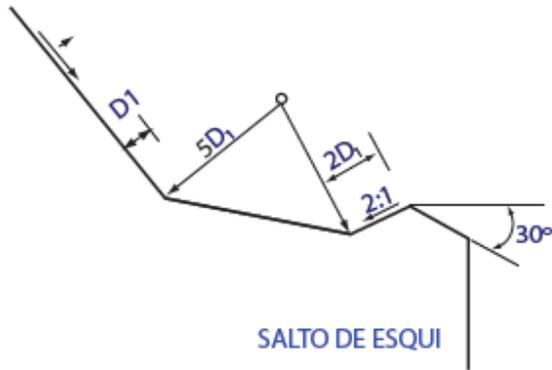


FIGURA 14. CARACTERÍSTICAS DEL SALTO DE ESQUÍ.

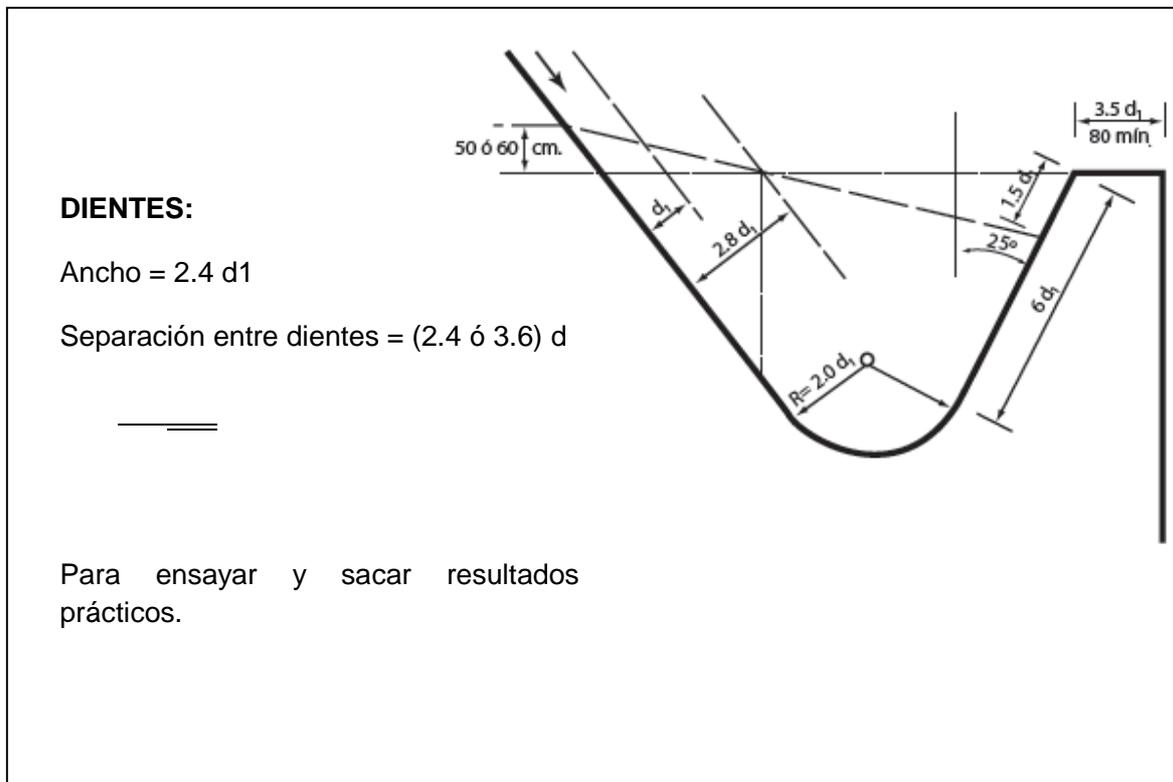


FIGURA 15. CARACTERÍSTICAS DEL DEFLECTOR TIPO TENASCO.

El tipo de vertedor empleado: cimacio, cimacio Creager dependerá de las condiciones topográficas y geológicas de la zona donde se alojará la obra de excedencias o vertedor de demasías, y del carácter del régimen de la corriente aprovechada, de la importancia de la obra, de los cultivos o construcciones localizadas aguas abajo, materiales y presupuesto disponible.

Cuando el vertedor sea del tipo cimacio con perfil Creager, sus coordenadas (las cuales fueron determinadas para una carga de 1 m) serán multiplicadas por la carga de diseño para la avenida máxima obtenida en el estudio hidrológico. Para el cálculo de la longitud de la cresta vertedora, por medio de la fórmula de Francis (Ec.8), se tomará un coeficiente de descarga $C=2 \text{ m}^{1/2}/\text{seg}$.

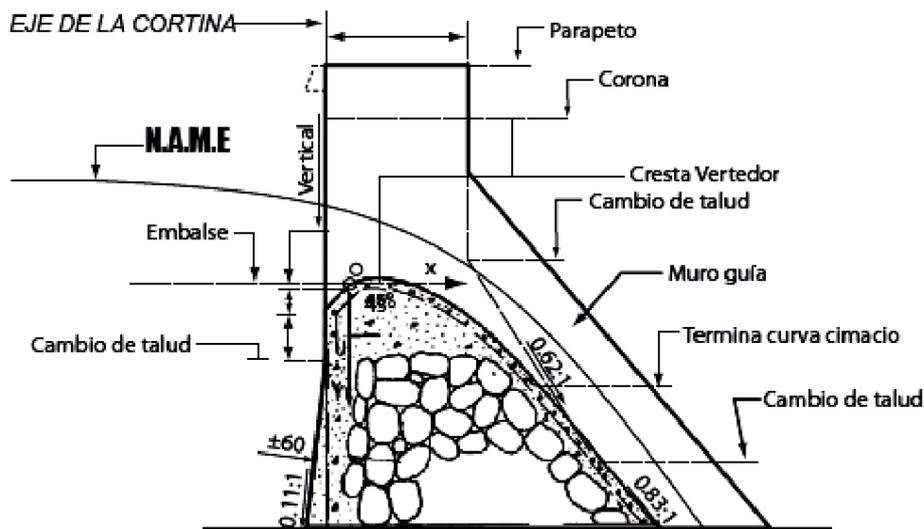


FIGURA 16. PERFIL CIMACIO CREAGER.

Las condiciones restrictivas podrán modificarse a juicio del ingeniero, cuando se trate de estructuras de este tipo en presas de gravedad o derivadoras.

d) Obra de toma. Esta estructura va a estar diseñada en función de cómo se tenga la descarga. Si es libre, cuando se va a entregar directamente al cauce, la obra de toma podrá quedar toda en el cuerpo de la cortina. Pero cuando la obra de toma entregue el agua a un canal entonces deberá ubicarse en la ladera, debiendo quedar enterrada para poder entregar al canal.

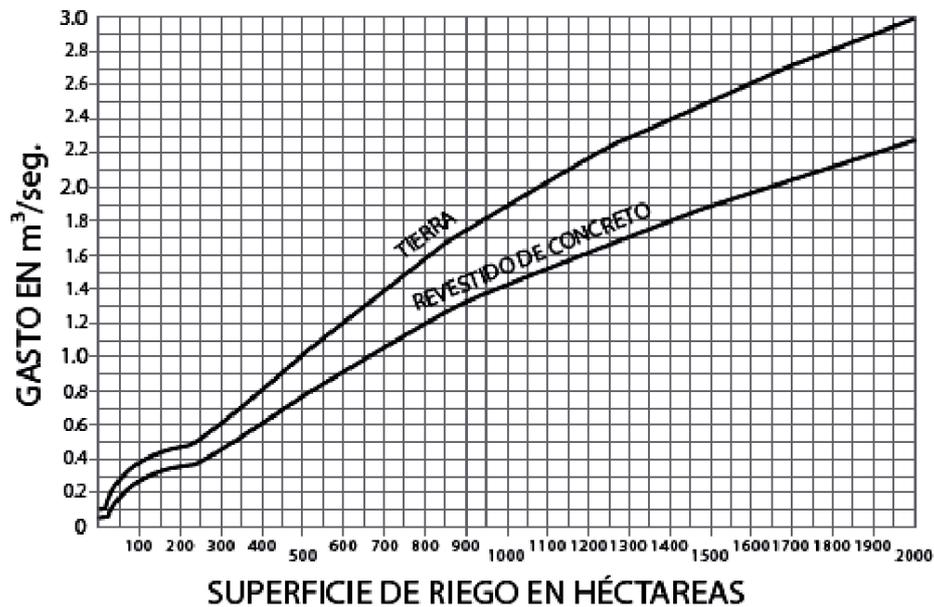
Cuando la obra de toma quede en el cuerpo de la cortina, se iniciara con una estructura de rejillas ubicada en una escotadura ubicada a una cota establecida por el nivel muerto, accedendo a un conducto a presión, el cual entregara al final a una caja de válvulas, en donde se ubicaran dos, una de emergencia y otra de operación.

Para diseñar la obra de toma primeramente se debe tener el Gasto Normal (Q_n) que, en función de la superficie de riego, se pueden considerar los siguientes Coeficientes Unitarios de riego (C_{ur}); a menos que se tenga un estudio específico sobre este aspecto:

En base a coeficientes unitarios de riego (C_{ur})

Superficies (en ha)	C_{ur} (en lps/ha)
De 100 a 1200	1.75
De 1200 a 2000	1.41
De 2000 a 10,000	1.16
> 10,000	1.0

Utilización de gráficas

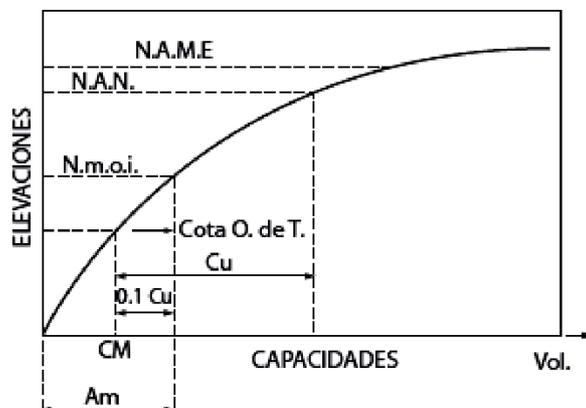


3.4. DISEÑO HIDRÁULICO DE OBRAS DE TOMA PARA PRESAS PEQUEÑAS.

El diseño hidráulico de obras de toma es el proceso mediante el cual se obtiene el diámetro (o tamaño) del conducto, el cual es determinado por tanteos en función del gasto de extracción normal (Q_n) y del almacenamiento mínimo de operación (A_m), bajo el siguiente procedimiento:

1. Se obtiene el Nivel mínimo de Operación Inicial (N.m.o.i) determinando previamente el valor del almacenamiento mínimo de operación (A_m) y obteniendo su cota respectiva en el almacenamiento, entrando en la gráfica Elevaciones Capacidades, así:

$$A_m = CM + 0.1 Cu.$$



2. Se supone un diámetro comercial, o un tamaño construible, del conducto en la obra de toma: un pequeño diámetro D , exige gran carga y un gran diámetro D , exige pequeña carga.

3. Se obtiene la velocidad media, determinando previamente la sección transversal del conducto:

$$V = Q/A \geq 1.5 \text{ m/seg; para evitar azolvamiento del conducto.}$$

4. Se obtiene la carga mínima de operación, mediante la fórmula:

— —

Dónde:

Σkx = suma de parámetros de pérdidas de carga localizada.

Las pérdidas de carga localizadas, pueden ser:

- a) Rejilla: ----- $h_r = k_r v^2/2g$
- b) Por entrada: ----- $h_e = k_e v^2/2g$
- c) Por válvulas(o compuertas): ----- $h_G = k_G v^2/2g$
- d) Por cambio de dirección: ----- $h_C = k_C v^2/2g$
- e) Por salida: ----- $h_S = k_S (v-v_C)^2/2g$
etc.

Para determinar el valor de f (factor de fricción), se puede usar la expresión de Swamee-Jain, para $Re > 4000$:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \text{ ----- (10)}$$

- 5. Se determina el Nivel mínimo de operación: $N.m.o. = N.N.A.canal + h_{mín.}$
- 6. Se compara el N.m.o. con el N.m.o.i. Debe ser prácticamente igual (si es mayor se aumenta el diámetro D -o tamaño del conducto) hasta satisfacer esta condición.
- 7. Se diseña la sección normal del canal (Q_n , s y n), obteniéndose la cota de inicio mediante:

$$\text{Cota Inicio Canal} = \text{Elev.N.N.A.} - d = \text{N.A.mín} + D + 0.25 - d$$

- 8. Se determina el gasto máximo de la O. de T. por tanteos.

- a) Se obtiene: $h_{máx_{inic}} = \text{Elev. N.A.M.E.} - \text{Elev.N.N.A.}$

$$Q_{max_{inic}} = A \sqrt{\frac{2g h_{max_{inic}}}{(1.0 + \sum k_x + f \frac{L}{D})}} \text{ ----- (11)}$$

- b) Se obtiene: $Q_{max_{inic}}$
- c) Se circula este gasto por la sección normal diseñada, obteniéndose así el valor de: d_{max_i}
- d) Se determina el incremento de la carga de operación de la O. de T.: $\Delta h = d_{max_i} - d$
- e) Se obtiene la carga máxima real: $H_{máx} = \text{Elev.N.A.M.E.} - (\text{Elev.N.N.A.} + 0.9\Delta h)$

f) Se determina el gasto máximo real (Q_{max}), sustituyendo H_{max} por h_{max_i} en la fórmula del inciso b).

g) Se circula este gasto (Q_{max}), por la sección normal diseñada, obteniéndose $d_{máx}$.

9. Se diseña el limitador de gasto, ubicado aguas debajo de la obra de toma.

a) Se determina la carga del limitador: $H_{lim} = d_{máx} - d$

b) Se selecciona el coeficiente del limitador: Si es un vertedor tipo cimacio: $C = 2.0 \text{ m}^{1/2}/\text{seg}$. Si es un vertedor tipo lavadero: $C = 1.45 \text{ m}^{1/2}/\text{seg}$

c) Se obtiene el gasto del limitador: $Q_{lim} = Q_{max} - Q_n$

4. MATERIALES Y METODOS.

4.1. ASPECTOS GENERALES:

Nombre de la obra: El Tejocote

Municipio: General Cepeda

Estado: Coahuila,

Inversión: \$ 381,708.3

Finalidad de la obra: riego y recarga de acuífero (piscicultura)

4.2. PROPOSITO DE LA OBRA.

Derivar parte del cauce de la corriente superficial hacia la cortina de la obra, para posteriormente conducirla hasta el área agrícola y utilizarla como fuente de riego a presión. Parte del agua almacenada tomando como dato el volumen de cría de peces funcionara como practica en la producción piscícola como una alternativa más del propósito de la obra.

4.3. LOCALIZACION.

El ejido del Tejocote, municipio de General Cepeda, Coahuila, cuenta una población aproximada de 234 habitantes la cual se localiza en las siguientes coordenadas geográficas: 25°17'47.07" latitud Norte y 101°37'57.68" longitud Oeste con una altitud de 1780 msnm, a una distancia de 25 km de la cabecera municipal por la carretera estatal 115 rumbo a Parras de la Fuente.

4.4. VIAS DE COMUNICACIÓN.

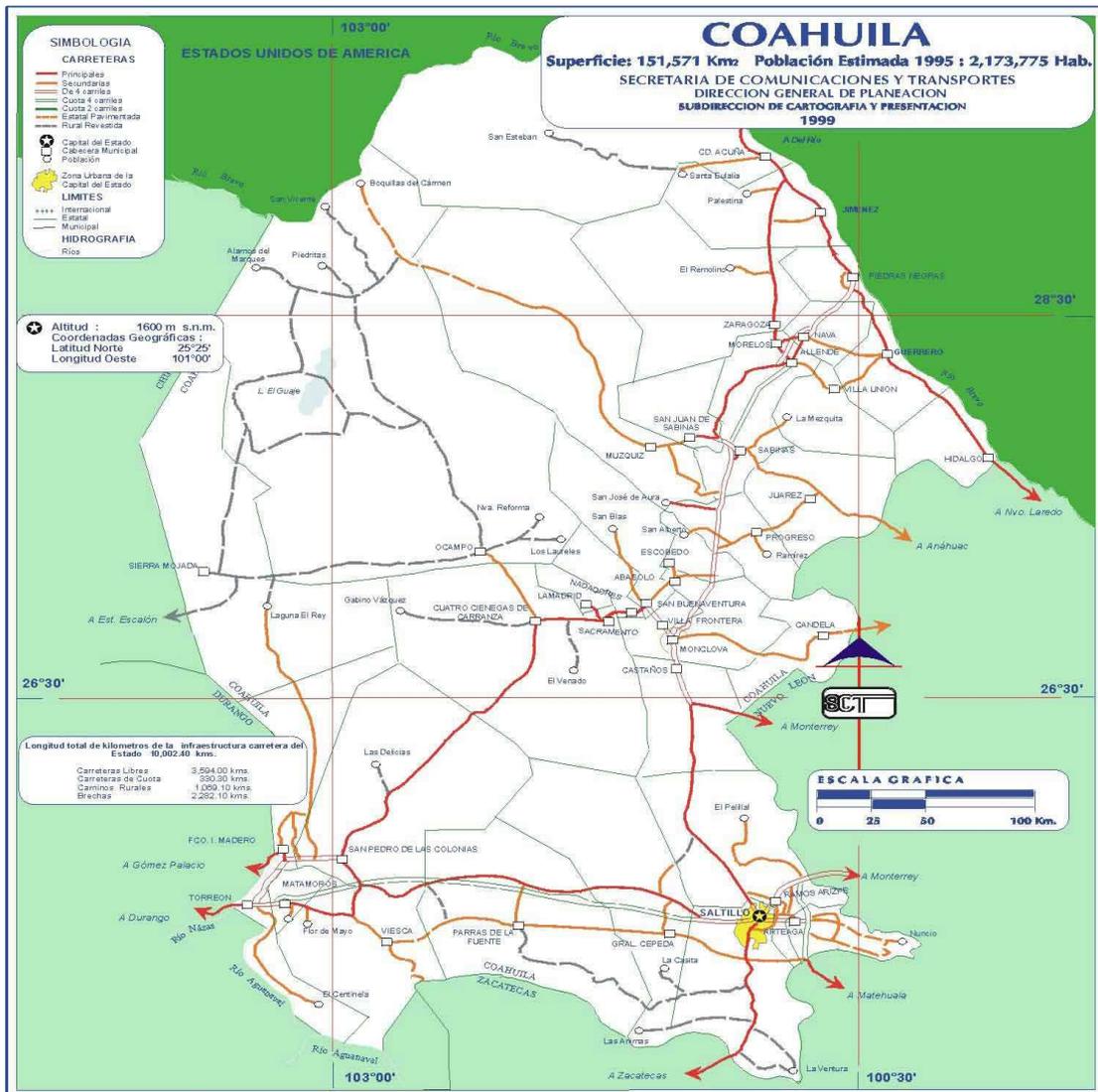


FIGURA 17. VIAS Y ACCESOS QUE CONECTAN A DIFERENTES PUNTOS DEL ESTADO DE COAHUILA.

4.5. CLIMATOLOGÍA.

El clima de la región es BSO hx', que se ubica dentro de los subtipos secos y semicalidos, la frecuencia de heladas es de 8 a 12 días y granizadas de 2 a 5 días.

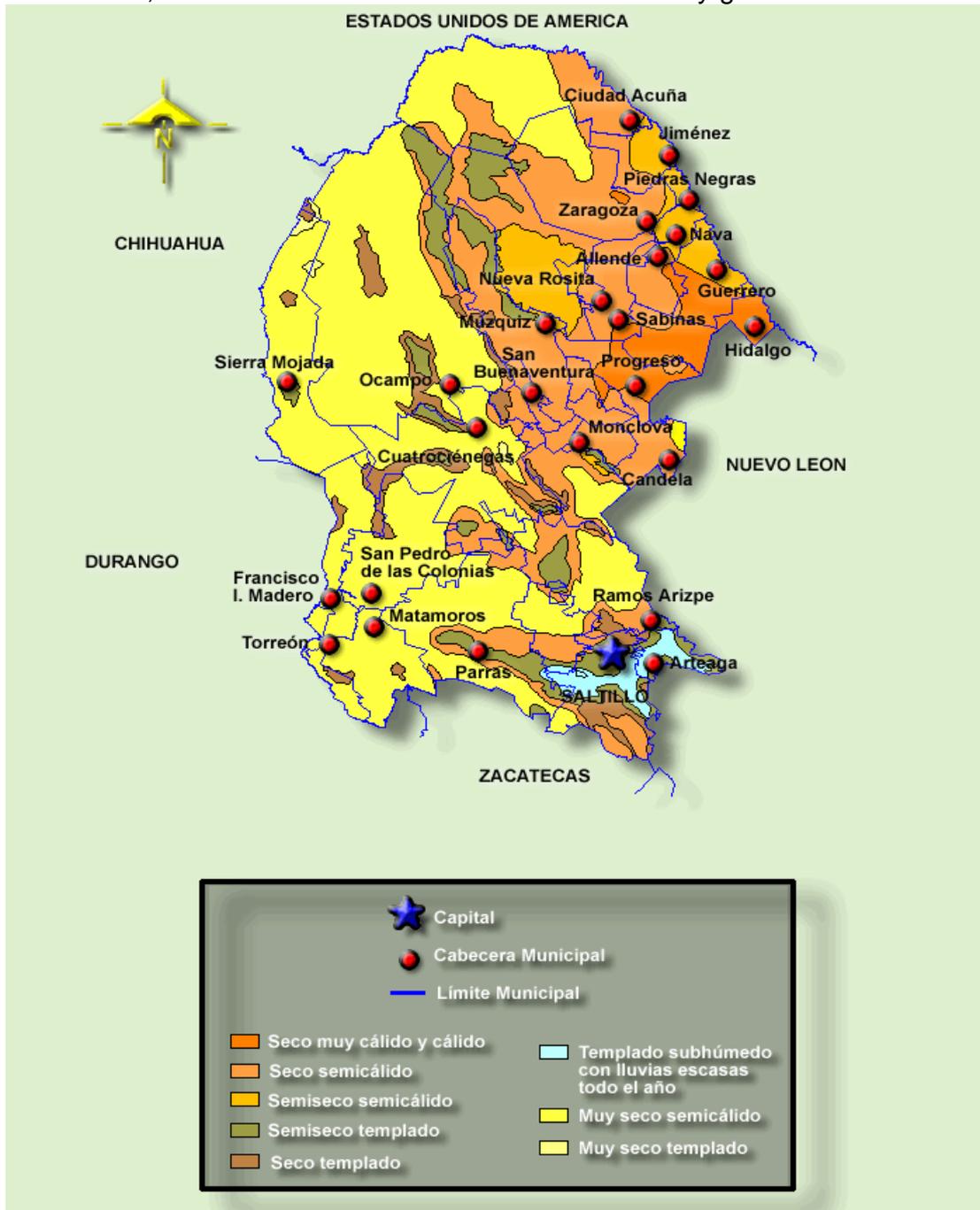


FIGURA 18. CLIMATOLOGIA DEL ESTADO DE COAHUILA.

4.6. TEMPERATURAS.

La temperatura media anual del ejido el “Tejocote” se encuentra entre los rangos de 18° y 20° C.

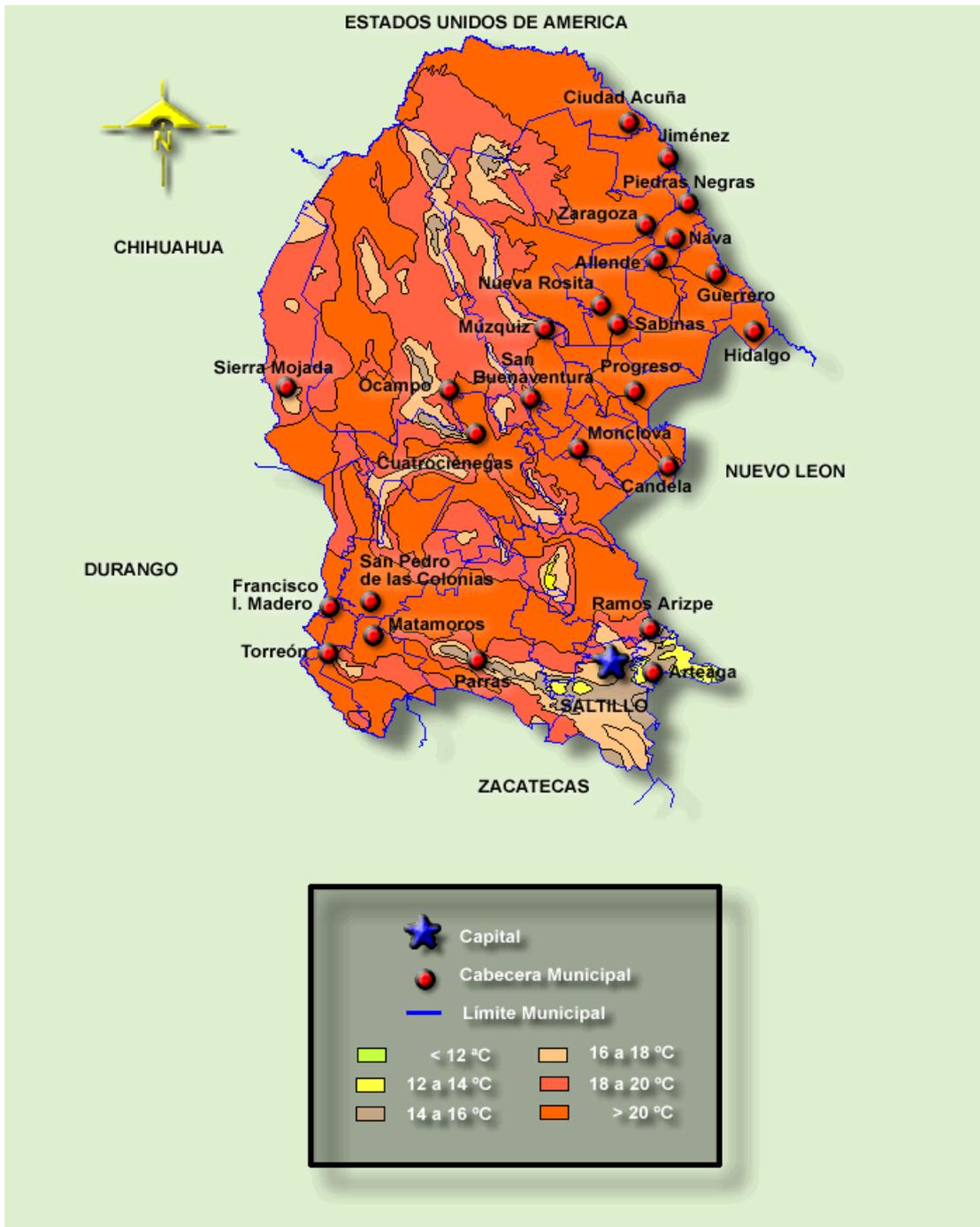


FIGURA 19. TEMPERATURAS MEDIAS ANUALES DEL ESTADO DE COAHUILA.

4.7. PRECIPITACION.

La precipitación media anual se encuentra en el rango de los 300 a 400 milímetros, con régimen de lluvias en los meses de mayo, junio, julio, noviembre, diciembre y enero.

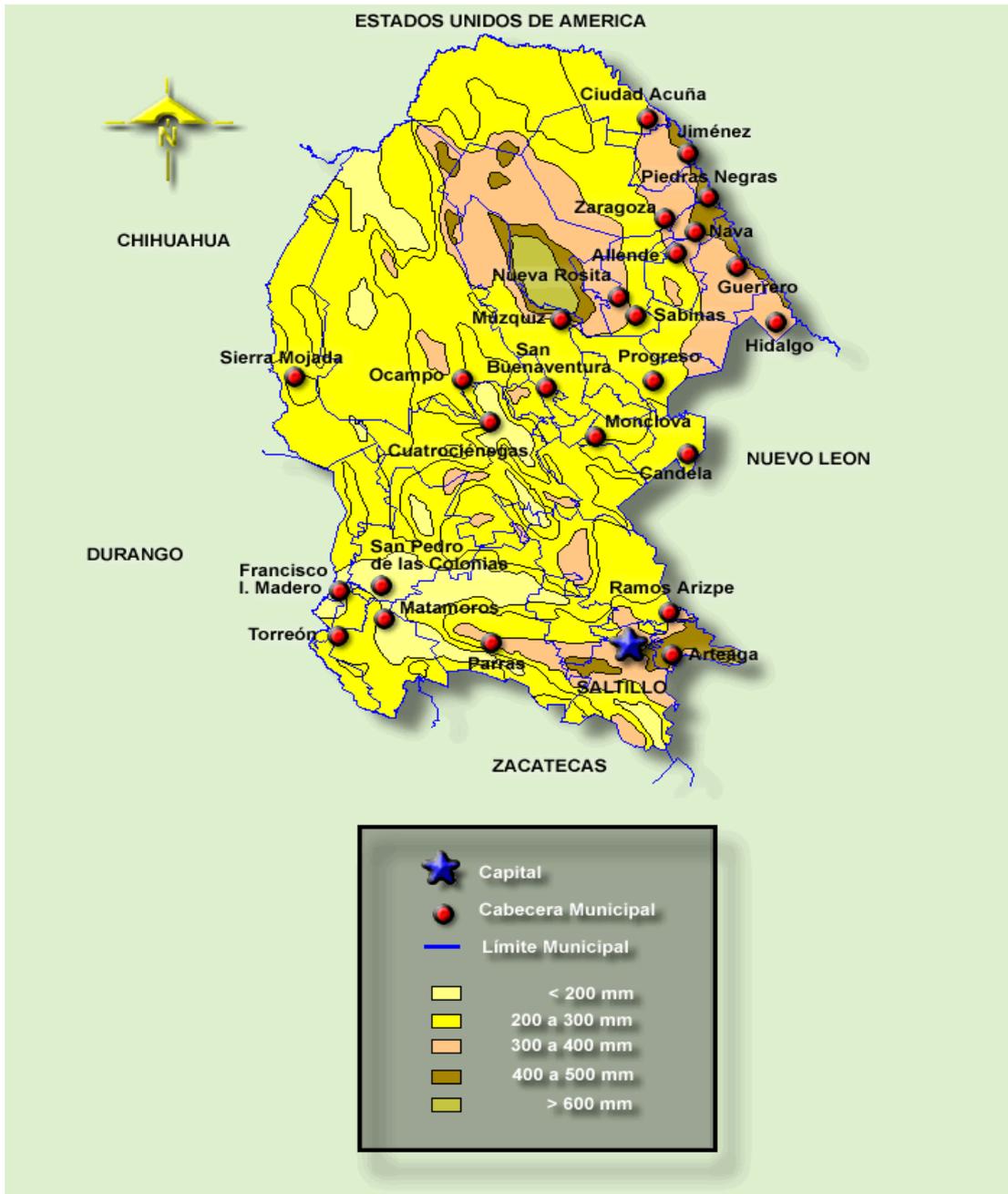


FIGURA 20. MAPA DE PRECIPITACION MEDIA ANUAL DEL ESTADO DE COAHUILA.

4.8. VIENTOS.

Los vientos predominantes soplan en dirección sur a velocidades de 8 a 15 km/hr.

4.9. ESTUDIOS HIDROLOGICOS.

Se obtendrá el mayor número posible de datos hidrológicos que permitan definir el régimen de la corriente por aprovechar, el cálculo del almacenamiento económico factible y la determinación de las condiciones de la avenida máxima.

4.9.1. Precipitación.

Se recabarán los datos de precipitación que se tengan en las estaciones pluviométricas existentes en el área de la cuenca o cercanas a ella, para determinar la precipitación promedio en la cuenca.

Por otra parte, para estimar el volumen útil que se requiere para satisfacer una determinada demanda, se deben tener datos de volúmenes escurridos por el río durante un tiempo relativamente largo. Desde luego, entre mayor sea el lapso de registros, más confiable será la estimación del volumen útil. Es por ello que se tomaron en cuenta las precipitaciones históricas de la estación meteorológica más cercana al ejido del "Tejocote" que corresponde a la estación del Municipio de General Cepeda, que se describen en la Tabla 2. Y Tabla 3. Posteriormente se estimaron los periodos de retorno en función de las lluvias máximas.

1967	S/D	S/D	43.5	33.0	0.0	54.0	50.5	124.0	122.5	46.5	1.0	4.5	479.5
1968	S/D	S/D	12.5	22.0	16.0	38.0	79.0	174.0	151.0	1.0	7.0	5.0	505.5
1969	1.0	3.0	0.0	0.0	9.0	55.0	84.0	74.0	3.0	3.5	31.0	30.0	293.5
1970	17.0	28.0	0.0	0.0	4.0	46.0	48.0	40.0	69.0	4.0	0.0	0.0	256.0
1971	2.0	0.0	0.0	0.0	17.0	123.0	108.5	108.0	77.5	82.0	0.0	5.0	523.0
1972	1.0	1.0	1.0	11.0	55.0	82.0	88.0	108.0	23.0	6.0	13.0	3.0	392.0
1973	3.0	34.0	0.0	2.0	17.0	72.0	48.0	155.0	158.0	69.0	0.0	5.0	563.0
1974	4.0	0.0	12.0	4.0	2.0	13.0	54.0	56.0	81.0	27.0	7.0	11.0	271.0
1975	2.0	4.0	0.0	0.0	10.0	9.0	107.0	76.0	5.0	16.0	0.0	33.0	262.0
1976	3.0	0.0	0.0	15.0	60.0	51.0	165.0	88.0	69.0	27.0	74.0	34.0	586.0
1977	26.0	1.0	0.0	19.0	6.0	39.0	53.0	45.0	52.0	10.0	0.0	0.0	251.0
1978	10.0	2.0	1.0	0.0	14.0	68.0	64.0	107.0	151.0	21.0	0.0	16.0	454.0
1979	5.0	5.0	0.0	13.0	8.0	48.0	53.0	62.0	0.0	0.0	0.2	40.0	234.2
1980	2.0	19.0	0.0	5.0	1.0	4.0	38.0	24.0	50.0	39.0	14.0	1.0	197.0
1981	65.0	27.0	12.0	50.0	55.0	70.6	43.0	33.0	51.5	46.1	0.0	3.0	456.2
1982	0.0	13.0	0.0	61.0	59.0	1.0	58.0	61.0	19.0	15.0	61.0	19.0	367.0
1983	13.0	25.5	3.0	0.0	58.0	17.0	65.5	55.0	126.0	8.0	0.0	0.0	371.0
1984	53.0	0.0	0.0	0.0	49.0	34.0	107.0	26.0	S/D	6.5	0.0	18.0	293.5
1985	26.0	10.0	0.0	66.0	24.0	51.0	9.0	10.0	40.0	33.0	S/D	2.0	271.0
1986	1.0	0.0	0.0	12.0	15.0	119.0	49.0	37.0	108.0	48.0	4.0	51.0	444.0
1987	34.0	28.0	29.0	39.0	18.0	71.0	29.0	88.0	1.0	9.0	14.0	16.0	376.0
1988	16.0	0.0	5.0	25.0	14.0	83.0	105.0	95.0	95.0	11.0	0.0	0.0	449.0
1989	0.0	1.0	0.0	1.0	19.0	30.0	59.0	85.0	31.0	17.0	32.5	51.0	326.5
1990	5.0	8.0	6.0	16.0	22.0	15.0	106.0	81.0	90.0	31.0	0.0	0.0	380.0
1991	1.0	17.0	0.0	0.0	32.0	30.0	70.0	59.0	78.0	16.0	0.0	49.0	352.0
1992	78.5	15.0	0.0	5.0	62.6	7.0	63.0	63.0	79.0	4.0	32.0	0.5	409.6
1993	7.0	S/D	0.0	0.0	20.5	135.5	40.0	62.0	49.5	5.0	13.0	19.0	351.5
1994	0.5	0.0	18.0	24.0	4.5	51.5	24.5	36.0	20.5	16.0	0.0	26.5	222.0
1995	4.0	0.0	0.0	0.0	24.5	23.5	66.0	174.8	12.7	23.0	2.0	7.0	337.5
1996	8.0	1.0	0.0	0.0	93.5	77.5	99.5	88.0	32.0	13.5	6.0	0.0	419.0
1997	5.0	13.5	64.0	24.0	24.5	61.5	50.5	56.5	59.5	31.0	30.0	21.0	441.0
1998	0.0	4.0	0.0	0.0	0.0	30.0	30.0	96.5	35.0	78.0	16.5	0.0	290.0
1999	0.0	INAP	1.0	1.0	0.0	56.0	52.5	35.0	16.5	2.5	0.0	0.0	164.5
2000	0.0	INAP	8.0	INAP	21.0	0.0	56.0	42.0	39.5	27.0	25.5	28.0	247.0
2001	31.0	9.5	30.5	24.0	17.0	39.0	67.0	106.0	36.0	13.5	8.0	7.5	389.0
2002	0.0	41.0	11.0	47.0	18.0	24.5	131.2	37.0	129.0	73.5	13.0	0.0	525.2
2003	8.0	11.5	0.0	0.0	1.0	31.0	77.0	47.5	152.0	108.0	2.5	3.0	441.5
2004	18.0	10.0	13.5	17.0	15.0	92.0	107.5	120.0	115.5	35.5	14.0	1.0	559.0
2005	14.0	13.5	6.0	1.0	39.0	10.0	72.0	31.0	28.5	21.5	0.5	0.5	237.5
2006	35.0	0.0	2.5	0.0	6.5	8.0	36.0	74.5	80.5	5.5	0.5	0.0	249.0
2007	25.1	0.0	2.5	10.0	113.5	183.0	23.0	24.0	0.0	5.0	0.0	0.0	386.1
2008	25.0	0.0	0.0	12.0	120.5	22.5	288.6	78.4	0.5	0.0	0.0	N/D	547.5
2009	0.0	0.0	0.1	0.0	37.5	70.0	36.0	58.0	0.0	10.0	0.5	11.5	223.6

MEDIA
(Pm)=385.11

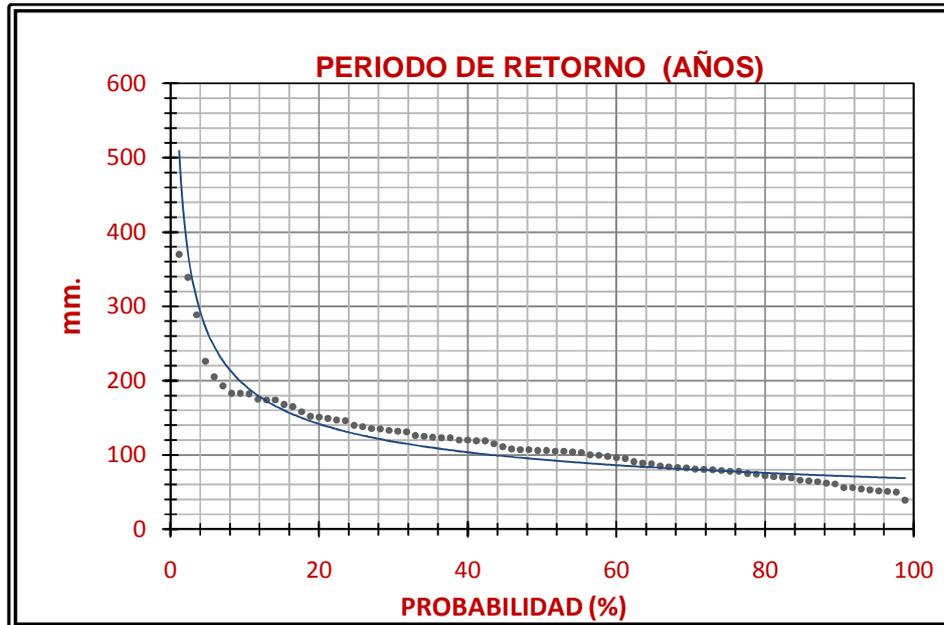
TABLA 2. PRECIPITACION MEDIA ANUAL HISTORICA, ESTACION CLIMATOLOGICA DEL MUNICIPIO DE GENERAL CEPEDA.

NUMEROS	AÑOS	LLUVIAS MAXIMAS (mm)	(K-1)²	PROBABILIDAD P, (%)
1	1929	370	4.60945856	1.176470588
2	1931	339	3.54682014	2.352941176
3	2008	288.58	2.11546136	3.529411765
4	1940	226	0.85045325	4.705882353
5	1948	205	0.55292415	5.882352941
6	1935	193	0.41155428	7.058823529
7	1942	183	0.30966093	8.235294118
8	2007	183	0.30966093	9.411764706
9	1963	182	0.30026734	10.58823529
10	1995	174.8	0.23690445	11.76470588
11	1933	174	0.23032711	12.94117647
12	1968	174	0.23032711	14.11764706
13	1932	168	0.18394852	15.29411765
14	1976	165	0.16271241	16.47058824
15	1973	158	0.11822532	17.64705882
16	2003	152	0.08573607	18.82352941
17	1978	151	0.08082758	20
18	1927	149	0.07144464	21.17647059
19	1945	147	0.06264042	22.35294118
20	1941	146	0.05845533	23.52941176
21	1938	140	0.03638308	24.70588235
22	1950	138	0.03018311	25.88235294
23	1993	135.5	0.02324698	27.05882353
24	1930	135	0.02196826	28.23529412
25	1939	133	0.0172151	29.41176471
26	1944	132	0.01505554	30.58823529
27	2002	131.2	0.01343206	31.76470588
28	1983	126	0.00513647	32.94117647
29	1964	125	0.00398967	34.11764706
30	1967	124	0.00298755	35.29411765

31	1959	123	0.00213012	36.47058824
32	1971	123	0.00213012	37.64705882
33	1958	120	0.0004259	38.82352941
34	2004	120	0.0004259	40
35	1936	119	0.00014718	41.17647059
36	1986	119	0.00014718	42.35294118
37	1960	115	0.00047914	43.52941176
38	1955	111	0.00312599	44.70588235
39	1972	108	0.00663027	45.88235294
40	1975	107	0.00808772	47.05882353
41	1984	107	0.00808772	48.23529412
42	1990	106	0.00968986	49.41176471
43	2001	106	0.00968986	50.58823529
44	1961	105	0.01143667	51.76470588
45	1988	105	0.01143667	52.94117647
46	1928	104	0.01332817	54.11764706
47	1951	103	0.01536435	55.29411765
48	1943	100	0.02234096	56.47058824
49	1996	99.5	0.02363033	57.64705882
50	1947	98	0.02771544	58.82352941
51	1998	96.5	0.03212609	60
52	1949	95	0.03686227	61.17647059
53	1937	91	0.05108356	62.35294118
54	1946	89	0.05906229	63.52941176
55	1987	88	0.06326868	64.70588235
56	1989	85	0.07675592	65.88235294
57	1969	84	0.08154103	67.05882353
58	1952	83	0.08647082	68.23529412
59	1965	82.5	0.08898997	69.41176471
60	1974	81	0.09676444	70.58823529
61	2006	80.5	0.09942827	71.76470588
62	1956	80	0.10212827	72.94117647

63	1992	79	0.10763678	74.11764706
64	1934	78	0.11328998	75.29411765
65	1991	78	0.11328998	76.47058824
66	1953	75	0.13111764	77.64705882
67	1926	74	0.13734955	78.82352941
68	2005	72	0.15024743	80
69	1981	70.6	0.15962028	81.17647059
70	2009	70	0.16372402	82.35294118
71	1970	69	0.17067934	83.52941176
72	1985	66	0.19241338	84.70588235
73	1962	65	0.19994742	85.88235294
74	1997	64	0.20762614	87.05882353
75	1979	62	0.22341762	88.23529412
76	1982	61	0.23153039	89.41176471
77	1999	56	0.27426441	90.58823529
78	2000	56	0.27426441	91.76470588
79	1954	54	0.29237079	92.94117647
80	1977	53	0.301641	94.11764706
81	1994	51.5	0.31581758	95.29411765
82	1966	51	0.32061545	96.47058824
83	1980	50	0.3303197	97.64705882
84	1957	39	0.44661538	98.82352941
		$\Sigma = 9876.18$		
		Media= 117.5736	K=Prec/Media	
			P=(N/m+1)*100	

TABLA 3. ESTIMACIONES PARA LOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LAS LLUVIAS MAXIMAS.



GRAFICA 1. CURVA DE LA PROBABILIDAD DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS DIARIAS (mm).

4.10. CARACTERISTICAS AMBIENTALES.

4.10.1. PRINCIPALES ECOSISTEMAS

4.10.1.1. Flora.

La vegetación es escasa en la mayor parte de la región y corresponde al tipo de matorral y desierto. Existen fundamentalmente plantas resistentes a las sequias como biznaga, lechuguilla, gobernadora, mezquite, nopales, ya que el suelo en su mayoría es arenoso. En las sierras del municipio se encuentran bosques formados por cedro, pino y oyamel.

4.10.1.2. Fauna.

La zorra y el coyote son los animales que más abundan en el municipio, sin embargo, se pueden encontrar venado cola blanca y gato montés en la sierra de Paila, y en la sierra de Patos, oso y puma. También existen animales pequeños como liebre, conejo, zorrillo, ardilla, águila, aura o zopilote, cuervo, gorrión, codorniz, urraca, chanate, chilero, alicante, y víbora de cascabel.

4.10.1.3. Recursos Naturales.

Se tienen minas de fluorita y barita. Además, en el renglón forestal existen cantidades importantes de lechuguilla y candelilla

4.10.1.4. Orografía.

Limitando al municipio por el sur, se encuentra la sierra de Parras y tiene en su parte más alta una elevación de 3,440 metros sobre el nivel del mar. Este sistema montañoso es una extensión de la Sierra Madre Oriental que corre hacia el poniente y termina en el municipio de Viesca.

Al norte se encuentra la sierra de Paila. Entre estas dos sierras existe una serie de pliegues que van de Saltillo a Parras, separados por valles que van descendiendo en elevación con dirección al norte. Otros cerros característicos del municipio son: al noroeste la meseta de Marte y el cerro La Cebolleta, cercano a la cabecera municipal.

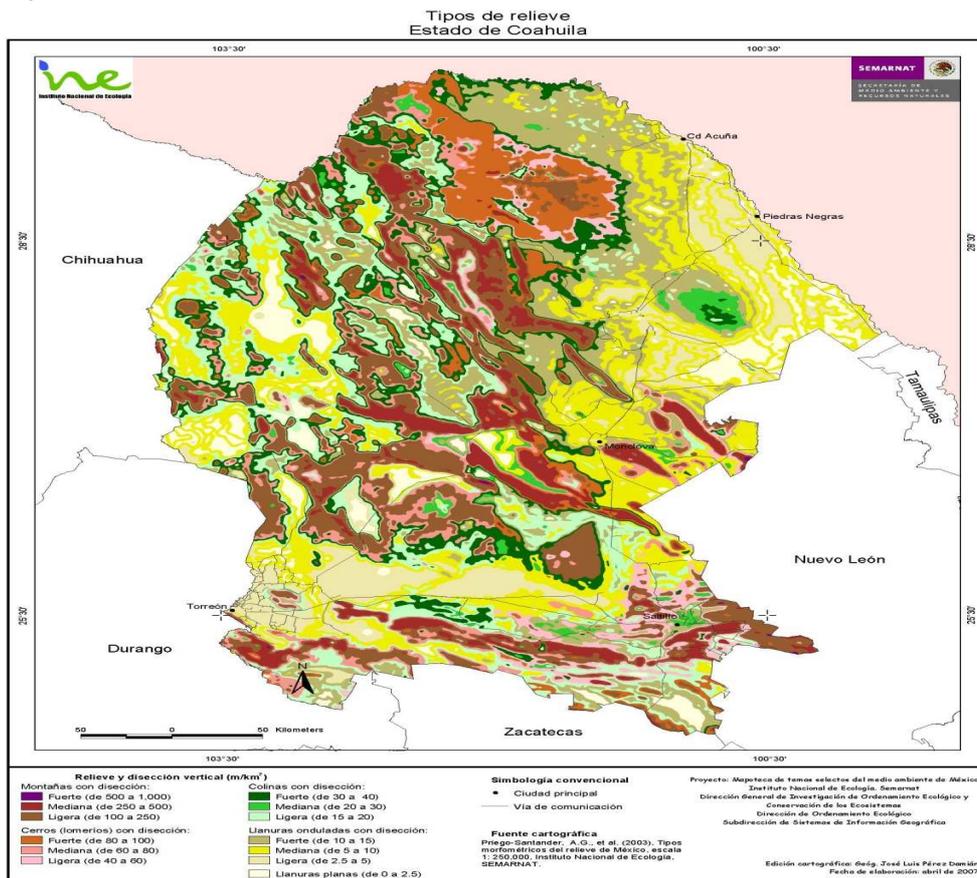


FIGURA 21. CARTOGRAFIA TIPOS DE RELIEVE DEL ESTADO DE COAHUILA, SEMARNAT, 2003.

4.10.1.5. Agricultura y vegetación.

En la Subprovincia de las Llanuras y Sierras Volcánicas, la agricultura es básicamente de temporal, los principales cultivos son maíz, frijol, trigo y calabaza, y se destinan primordialmente al autoconsumo.

El panorama está dominado por arbustos, que en lo general no sobrepasan los dos metros de altura. Se trata de matorrales desérticos micrófilos que presentan algunas variaciones en cuanto a sus componentes: en los llanos y bajadas, están constituidos por gobernadora, huizache, ocotilla y mezquites principalmente.

A alturas inferiores (por debajo de un metro y medio), se presentan gatuño y nopales además de gobernadoras y huizaches de menor desarrollo; los componentes de menor altura son cenizas, mariolas, hierbas del burro; sobresalen en cuanto a altura (alrededor de los cuatro metros) palmas y huizaches.

Comunidades vegetales también de importancia en la región son: la denominada vegetación -halófila vegetación característica de áreas con suelos salinos- matorral desértico rosetófilo y pastizales naturales.

En la Subprovincia del Bolsón de Mapimí se localizan grandes áreas dedicadas a la agricultura mecanizada de riego. De hecho, la Comarca Lagunera es la zona agrícola más importante de la entidad. Los principales cultivos (algodón, alfalfa y vid) son de ciclo anual y su producción se destina al comercio regional, nacional y autoconsumo.

En la porción que se encuentra al suroeste del estado, en los alrededores de Torreón, Matamoros y San Pedro de las Colonias, de la vegetación natural solo quedan relictos: ella ha sido sustituida por agricultura. En cambio, en la parte de la subprovincia que penetra al estado por Laguna del Rey se localizan matorrales desérticos micrófilos. Hacia el centro de esta parte de la subprovincia, sobre el gran campo de dunas, se encuentra la comunidad conocida como vegetación de desiertos arenosos compuesta por gobernadoras, huizaches y otras, todas ellas con muy baja cobertura.

Vegetación de menor importancia son pequeñas áreas de pastizal natural y de matorral subinermes, éstos son una variante del desértico micrófilo caracterizada por la falta de plantas espinosas, su componente principal es también la gobernadora.

En la Subprovincia de la Laguna de Mayrán, con la agricultura de riego se produce alfalfa, algodón, cártamo, maíz, sorgo, trigo y vid entre otros.

La agricultura de temporal produce principalmente maíz y, cuando las condiciones de humedad son adecuadas, se cultiva también trigo y cártamo.

La producción se destina básicamente al autoconsumo, sin embargo, cuando ésta es regular se emplea en el comercio regional.

Las altas concentraciones de sales presentes en los suelos de esta región determinan la existencia de vegetación halófila como elemento dominante del paisaje, existen también pequeñas áreas con vegetación de matorrales desérticos micrófilos y rosetófilos.

En la Subprovincia de las Sierras Transversales se practica tanto la agricultura de riego como la de temporal. Se cultiva maíz, frijol, trigo y sorgo, entre otros, los cuales se destinan a la producción regional y al autoconsumo y son de ciclo anual y perenne, en algunos casos.

La vegetación dominante son los matorrales desérticos tanto rosetófilos como micrófilos. (Mezquites, huizaches, gobernadoras, y hojasén entre otros). Hay áreas relativamente pequeñas de pastizales y de vegetación halófila. En las condiciones de menor sequedad de la subprovincia, existe vegetación afín a esta condición climática: chaparrales, bosques de pino-encino, bosques de pino y una pequeña área de matorral submontano.

En la Subprovincia de la Gran Sierra Plegada se practica tanto la agricultura de riego como de temporal. Se cultiva maíz, frijol, trigo, cebada y papa entre otros, con producción que se destina al comercio regional y al autoconsumo; y la manzana, que se destina al comercio nacional.

Se presentan áreas boscosas de oyamel, pino, pino-encino. Tipos de vegetación de menor importancia en esta región son los matorrales desérticos rosetófilos en el norte de la Subprovincia y los pastizales inducidos en el centro de ella.

En la Subprovincia de los Pliegues Saltillo-Parras se lleva a cabo la agricultura tanto de riego como de temporal, encontrándose cultivos de maíz, frijol, trigo, algodón y alfalfa, entre otros.

La vegetación dominante está constituida por matorrales desérticos micrófilo y rosetófilo, se encuentran además pinos piñoneros, bosques de pino así como pastizal natural e inducido.

En la Subprovincia de la Sierra de la Paila hay pequeñísimas áreas dedicadas a la agricultura de temporal, con tan pocas lluvias, que apenas permiten cosechas irregulares en la mayoría de los años y se destinan al autoconsumo. Los principales cultivos son maíz, trigo y cebada.

Existen matorrales desérticos rosetófilo y micrófilo, chaparrales, matorrales submontanos, bosques de pino, encino, vegetación halófila y pastizales naturales.

En la Subprovincia de las Sierras y Llanuras Coahuilenses se cuenta con agricultura tanto de riego como de temporal.

Se cultiva maíz, frijol, trigo, durazno, alfalfa, cebada, papa, chile, sorgo escobero, alpiste, avena y nogal entre otros.

En esta área se encuentra prácticamente toda la gama de tipos de vegetación propios del norte mexicano, entre ellos los matorrales micrófilos subinermes, matorrales, pastizales, matorrales submontanos, chaparral, bosques de pino y arbustos.

En la Subprovincia de la Serranía del Burro sólo se registra agricultura de riego. El agua se distribuye por gravedad, la labranza es mecanizada y son pocos los productores que utilizan fertilizantes o pesticidas para sus cultivos.

En esta área, se presentan matorrales desérticos rosetófilos, destacan entre sus componentes lechuguillas, sotoles y palmas de poca altura. Otra comunidad de gran importancia en la región es el chaparral, sus componentes son principalmente, arbustos. También existe una gran cantidad de pinos piñoneros, extensiones de pastizal natural inmediatamente bajo los chaparrales, así como matorral espinoso tamaulipeco.

En la Subprovincia de las Llanuras de Coahuila y Nuevo León se lleva a cabo tanto agricultura de riego como de temporal, se produce nogal, avena, frijol, maíz y trigo, entre otros cultivos.

En esta zona, los matorrales son el tipo de vegetación dominante en esta región, ocupan aproximadamente el ochenta por ciento de su área. Se presentan también áreas de mezquital, de vegetación halófila y de chaparrales.

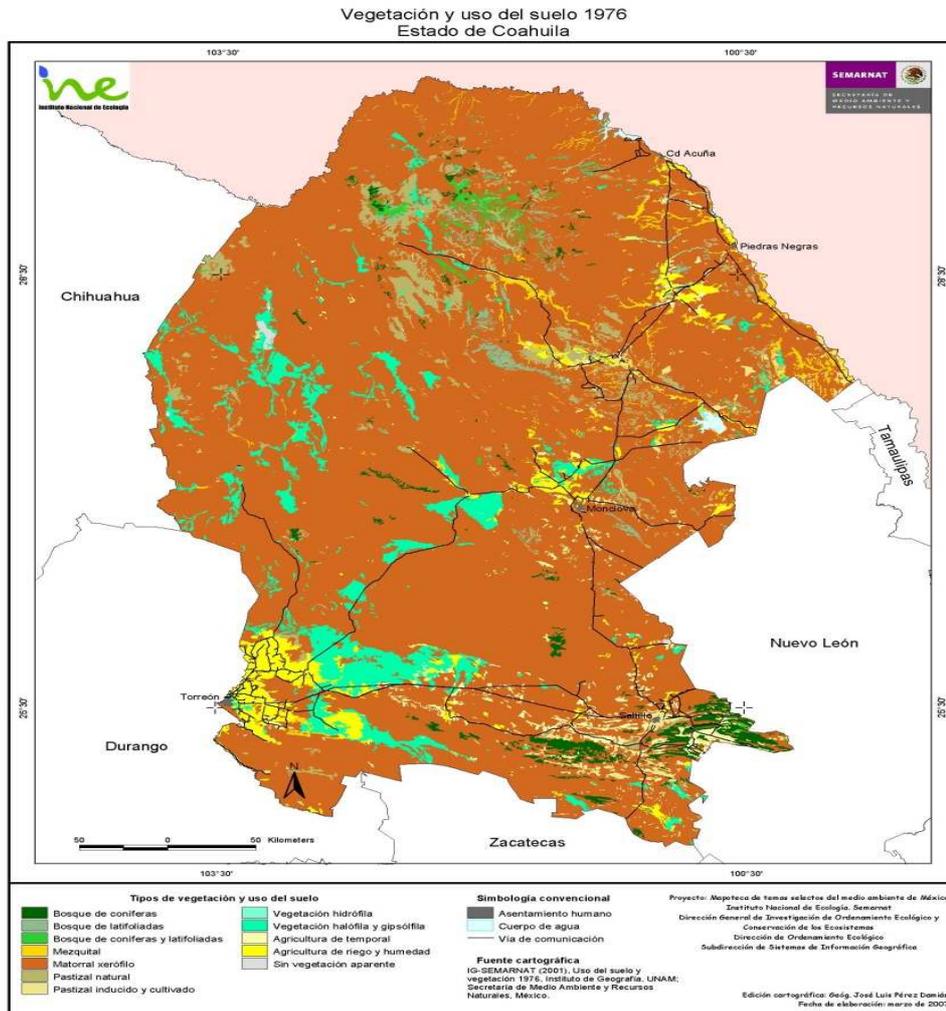


FIGURA 22. CARTOGRAFIA DE VEGETACION Y USO DE SUELO, COAHUILA, IG-SEMARNAT, 2001.

4.10.1.6. Características del suelo.

En la mayor parte de esta zona predominan los suelos litosoles, xerosoles, yemosoles y regosoles, típicos de las zonas áridas ya que cuentan con un contenido de material calcarío de textura media y fase media gravosa medio permeable.

4.11. CUENCA.

Recapitulando podemos decir que una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de la lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociado a cada una de estas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

4.11.1. Levantamiento de la cuenca.

El levantamiento de la cuenca se hace para determinar la superficie de la misma y forma de concentración de las aguas, con el fin de utilizar estos datos como base para el estudio hidrológico del proyecto. Para el levantamiento es necesario ubicar primero el parte-aguas, haciendo un recorrido del mismo y dejando señales en lugares adecuados que servirán de referencia para los trabajos posteriores. Una vez localizado el parteaguas, se correrá una poligonal en toda su longitud, debiendo verificar su cierre. Se trazarán las poligonales auxiliares necesarias, ligadas a la perimetral, para localizar los cauces principales que determinen la forma de concentración y pendientes generales de la cuenca. La configuración se puede hacer usando poligonales de apoyo, trazadas con alguno de los aparatos actuales, que permiten obtener curvas de nivel con 2, 5 o 10 m de equidistancia, según la magnitud de la cuenca.

Para poder delimitar el área de la cuenca en cuestión se auxilió del apoyo de las ortofotos proporcionadas por INEGI, 2009, haciendo fusión de las ortofotos G14C31 Y G14C32, que corresponden a los municipios de San Jose de Patagalana y General Cepeda respectivamente.

A continuación se ilustra el proceso para la delimitación del área de la cuenca correspondiente a la obra el "Tejocote".

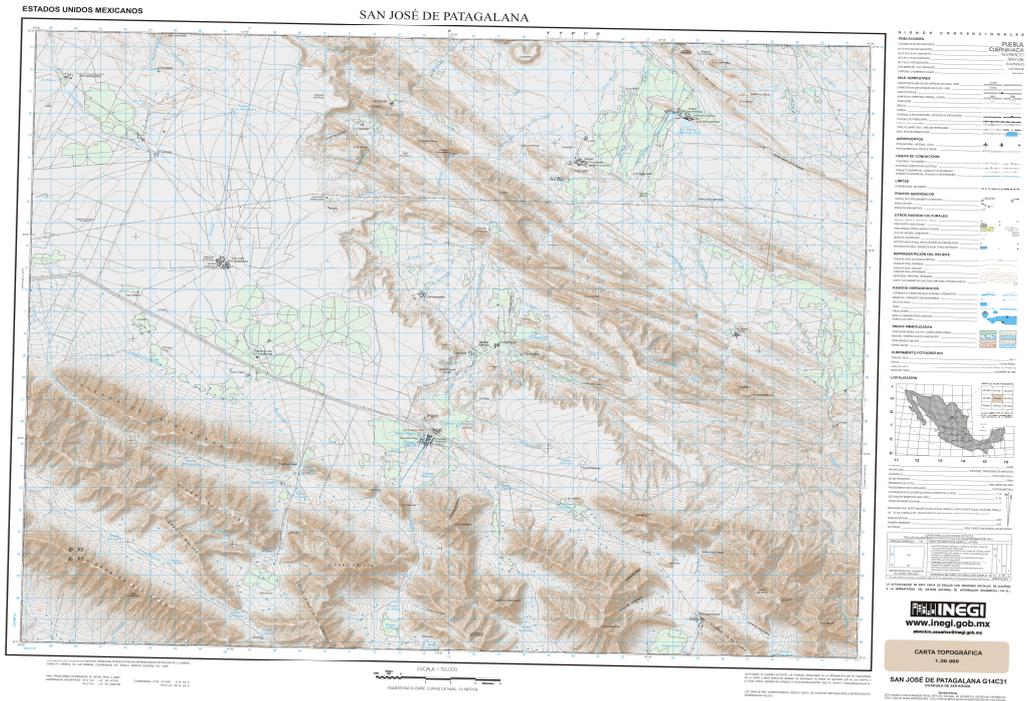


FIGURA 23. ORTOFOTO - G14C31, MUNICIPIO DE SAN JOSE PATAGALANA.

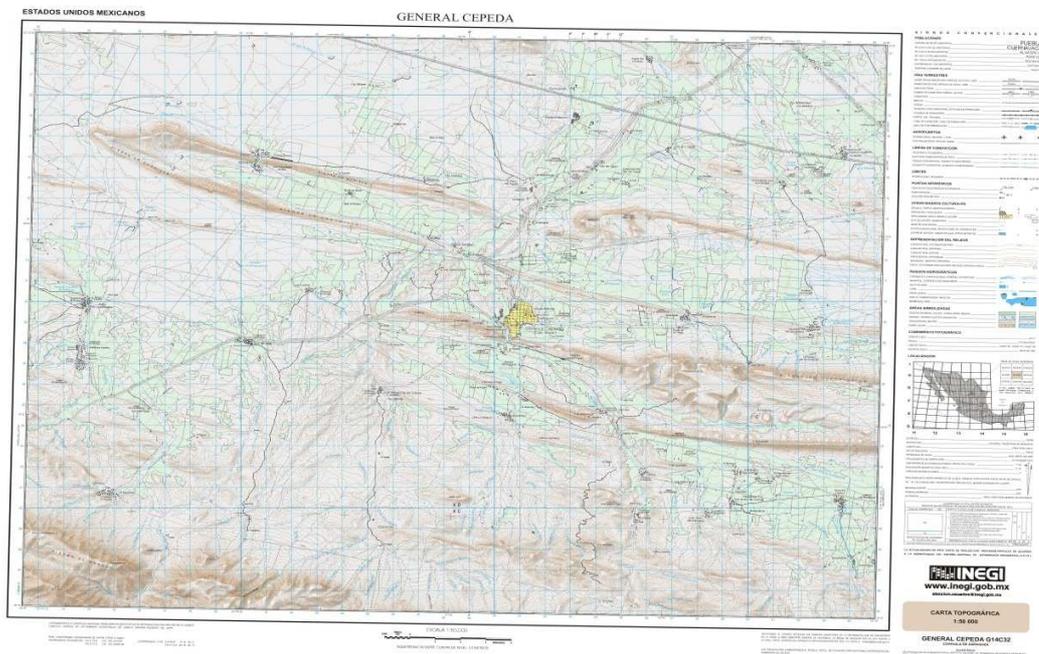


FIGURA 24. ORTOFOTO - G14C32, MUNICIPIO DE GENERAL CEPEDA.

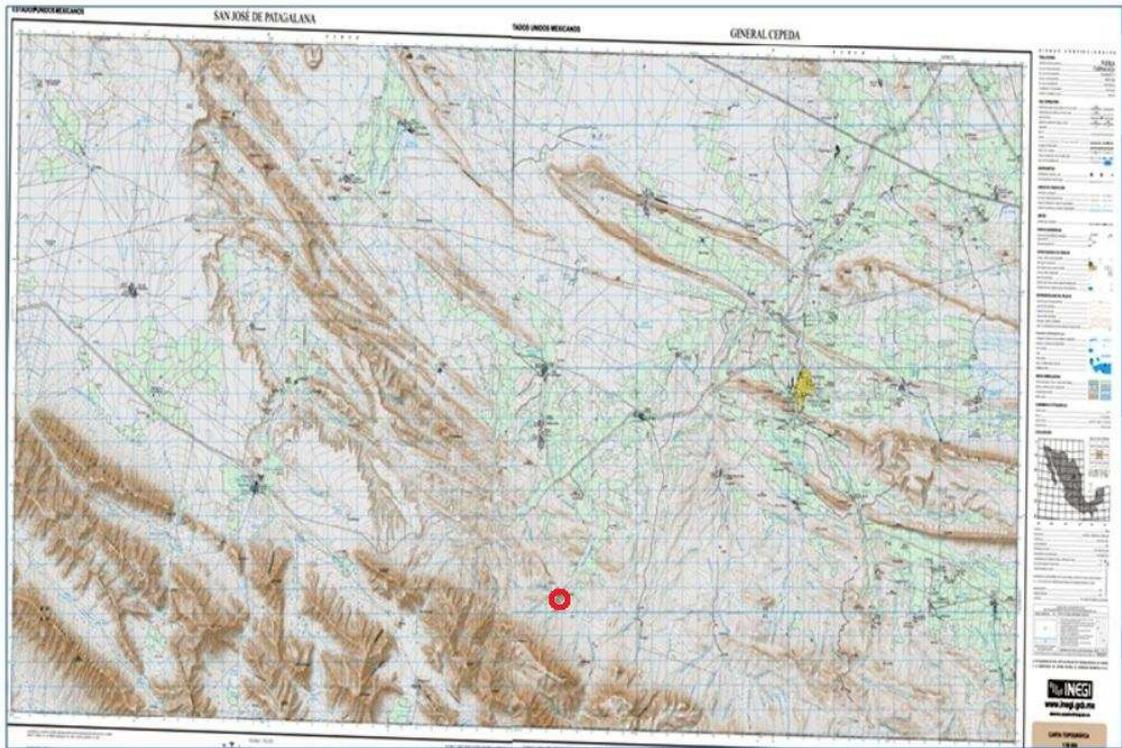


FIGURA 25. FUSION DE ORTOFOTOS –G14C31 Y G14C32.

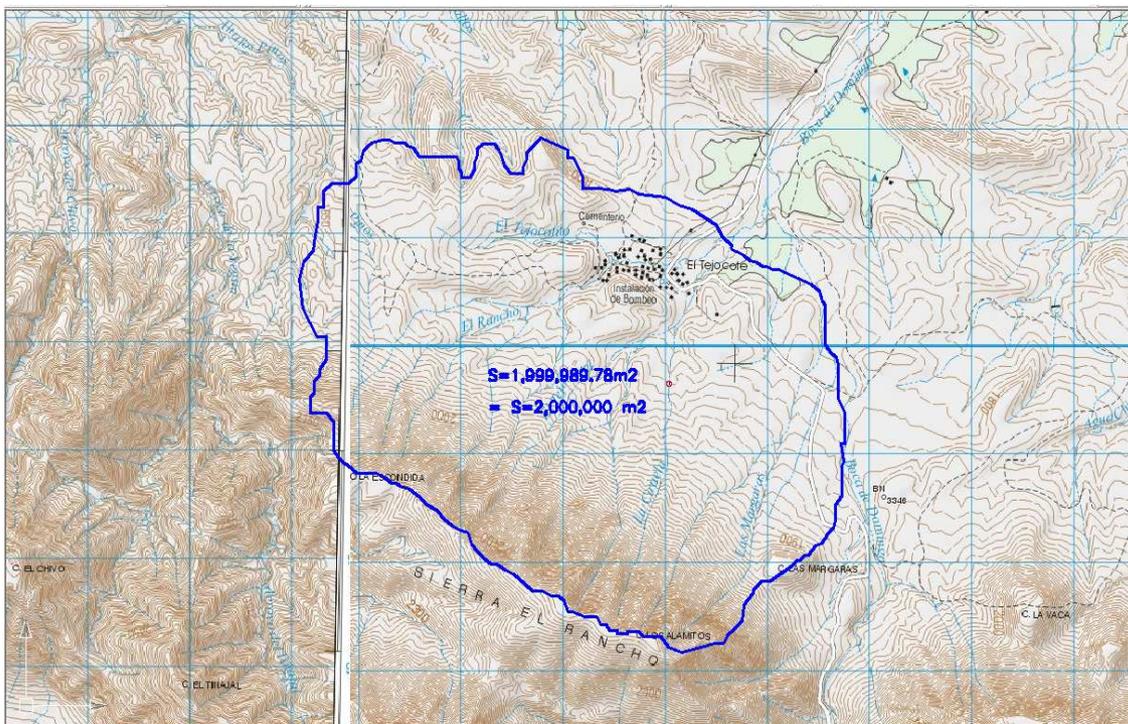


FIGURA 26. DELIMITACION DEL AREA DE LA CUENCA EN M².

Considerando la delimitación del área de la cuenca podemos determinar que:

$$AREA DE LA CUENCA = 2 \cdot 10^6 m^2 = 2.0 Km^2 = 200 Has.$$

4.12. COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (Ke).

De acuerdo con el examen que se haga de la cuenca tomando en consideración las pendientes principales, la forma de concentración de las aguas, la cubierta vegetal existente, la permeabilidad de los terrenos y algunos otros datos de interés; se podrá determinar en el campo, el coeficiente de escurrimiento que deba adaptarse en cada caso particular, bien sea deducido prácticamente, o por comparación de cuencas que guarden semejanzas con la que se estudia. En el caso de la falta absoluta de datos se tomará, de acuerdo con las prácticas hidrológicas habituales (S.R.H.), un coeficiente de 0.15.

4.13. ESTIMACION DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (Ke).

Los datos del cálculo del coeficiente de escurrimiento aparecen en la Tabla 4, tomando en cuenta la cartografía de la región (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, 2009), los cálculos incluyen valores de la Tabla 5. Para ello se utilizó la siguiente ecuación;

$$Ke = \left[\frac{Ce}{Ac} + \frac{Ce}{Pm} + \frac{Ce}{Cv} + \frac{Ce}{Gs} \right] / 4$$

DESCRIPCIÓN		COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
Área de la cuenca	1.5 Km ²	0.20
Precipitación	385.11 mm	0.05
Cubierta vegetal	Bosque matorral	0.10
Permeabilidad del terreno	Moderada permeabilidad	0.23

TABLA 4. EL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA EN ESTUDIO.

$$Ke = [0.20 + 0.05 + 0.10 + 0.23] / 4$$

$$Ke = 0.15$$

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO POR ÁREA DE CUENCA	Área de cuenca (Km ²)	(Ke/Ac)
	Menor de 10	0.20
	11 a 100	0.15
	101 a 500	0.10

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO POR COEFICIENTE DE PRECIPITACIÓN	Precipitación media anual (mm.)	Ke/Pm
	Menor de 800	0 a 0.05
	801 a 1,200	0.06 a 0.15
	1,201 a 1,500	0.16 a 0.25
	Mayor de 1,500	0.35
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO POR CUBIERTA VEGETAL	Cubierta vegetal	Ke/Cv
	Bosque matorral	0.05 a 0.15
	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	Ke/Gs
	Alta permeabilidad	0.05 a 0.25
	Moderada permeabilidad	0.15 a 0.30
	Baja permeabilidad	0.25 a 0.60

TABLA 5. COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTOS.

4.14. ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL.

Considerando el área de la cuenca (2 km²) y considerando la precipitación media anual de la zona de los últimos años (385.11mm). El cálculo del escurrimiento medio anual se realizó aplicando la siguiente fórmula:

$$EmA = (A \times Ke \times Pm)$$

Dónde:

EmA = Escurrimiento medio anual (m³).

Ke = Coeficiente de escurrimiento (Adim).

A = Área de cuenca (km²).

Pm = Precipitación media anual (m).

Sustituyendo:

$$EmA = (2,000,000 \text{ m}^2 \times 0.15 \times 0.385 \text{ m})$$

$$EmA = 115,500 \text{ m}^3$$

4.15. CALCULO DEL VOLUMEN ANUAL ESCURRIDO.

Calculando el volumen anual por lluvia podemos calcular el volumen anual escurrido basta con solo hacer una conversión y multiplicarlo por un coeficiente de escurrimiento. Este coeficiente se estima por un valor promedio de los escurrimientos anuales. Debido a que durante el año los escurrimientos son uniformes o muy variables, que ocurren escurrimientos hasta del 50 %, 20 %, 10 %, 5 %, 4 % aproximadamente, aquí en esta zona o lugar se estima para la región 0.15 que es igual a un 15%

Por lo tanto:

$$Va\ esc = (Ke \times EmA)$$

Dónde:

Va esc=Volumen anual escurrido (m^3).

Ke = Coeficiente de escurrimiento.

EmA = Escurrimiento medio anual (m^3).

Datos:

$$Ce=0.15$$

$$EmA= 115,500\ m^3$$

Sustituyendo:

$$Va\ esc = (0.15 \times 115,500\ m^3)$$

$$Va\ esc = 17,325\ m^3$$

4.16. CALCULO DEL VOLUMEN APROVECHABLE MEDIO ANUAL (V.A.M.A.)

$$V.A.M.A. = 0.7 \times EmA$$

$$V.A.M.A. = 0.7 \times 115,500m^3$$

$$V.A.M.A. = 80,850\ m^3$$

4.17. CALCULO DE AVENIDA MAXIMA O GASTO MAXIMO.

4.17.1. AVENIDA MAXIMA.

La avenida máxima se determinó utilizando el método de Dickens traducido al sistema métrico y también se utilizaron otros métodos que también son aceptables para tener una comparación del modelo.

* **Método de Dickens:**

$$Q = 0.01386 C \sqrt[4]{A^3} = 0.0139 CA^{3/4} = 0.0139 CA^{0.75}$$

Donde:

Q= Gasto del proyecto, en (m³/s)

A= area de la cuenca, en (km²)

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

0.0139 = Factor de conversión y homogeneidad de unidades.

$$Q = 0.0139 * 300(2.0)^{0.75}$$

$$Q = 7.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

* **Método de Ganillet :**

$$Q = \frac{25 A}{5 + \sqrt{A}}$$

Donde:

A= Area de la cuenca , en km²

$$Q = \frac{25 * 2.0}{5 + \sqrt{2.0}} = 7.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

* **Metodo forma Italiana :**

$$Q = \frac{32A}{0.5 + \sqrt{A}}$$

Donde :

A= Area de la cuenca , en km²

$$Q = 32 * 2.0 / 0.5 + \sqrt{2.0} = 33.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

* **Método de Ryves:**

$$Q = 10.106 (A)^{0.67}$$

Donde:

A= Area de la cuenca , en Km²

$$Q = 10.106 (2.0)^{0.67} =$$

$$Q = 16.08 \text{ m}^3/\text{s}$$

* **Método de Valentini:**

$$Q = 27(A)^{0.5}$$

Donde:

A= Area de la cuenca , en Km²

$$Q = 27(2.0)^{0.5}$$

$$Q = 38.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

* **Método de Kulching:**

$$Q = \left[\left(\frac{3596.24}{A+958.296} \right) + 0.081 \right] A$$

$$Q = \left[\left(\frac{3596.24}{2.0 + 958.296} \right) + 0.081 \right] (2.0)$$

$$Q = 7.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.18. MÉTODO DE LAS ENVOLVENTES.

Estos metodos toman en cuenta solo el area de la cuenca. Aunque no son metodos que analicen propiamente la relacion entre la lluvia y el escurrimiento, se explicaran por ser de enorme utilidad en los casos en que se requiera sólo estimaciones gruesas de los gastos maximos probables, o bien cuando carezca casi por completo de informacion.

La idea fundamental de estos metodos es relacionar el gasto maximo Q con el area de la cuenca Ac en la forma :

$$Q = \alpha A^\beta c \quad (1.1)$$

Donde Q es el gasto maximo y α y β son parametros empiricos , que tambien pueden ser funcion de A c. Notese que, con $\beta=1$ y $\alpha = C_i$, 1.1 es la formula racional. Se ha visto que β en el orden de $\frac{3}{4}$ para cuencas de area menor que unos 1,500 m² y de $\frac{1}{2}$ para cuencas mayores.

Existe una gran cantidad de formulas del tipo de la 1.1 pero la mas usada en mexico son las de creager y lowry. la formula de creager es:

$$q = 1.303 C_c (0.386 A_c)^\alpha A_c^{-1} \quad (1.2)$$

Donde q es el gasto máximo por unidad de área, $q = \frac{Q}{A_c}$

$$\alpha = \frac{0.936}{A_c^{0.048}} \quad (1.3)$$

C_c , es un coeficiente empirico y A_c esta en km²

La formula de Lowry es :

$$q = \frac{C_L}{(A_c + 259)^{0.85}} \quad (1.4)$$

Donde C_L es otro coeficiente empirico.

Los valores de C_c y C_L se determinan por regiones, llevando a una grafica logaritmica los gastos unitarios maximos q registrados contra sus respectivas areas de cuenca y seleccionado el valor de C_c y C_L que envuelven a todos los puntos medidos(vease la por ejemplo figura 27).

El valor de $C_c = 200$ es la envolvente para todos los puntos que analizo Creager, aunque $C_c = 100$ da valores mas razonables y se usa como envolvente mundial. Para la formula de Lowry (4) se puede tomar un valor de $C_L = 3500$ como mundial

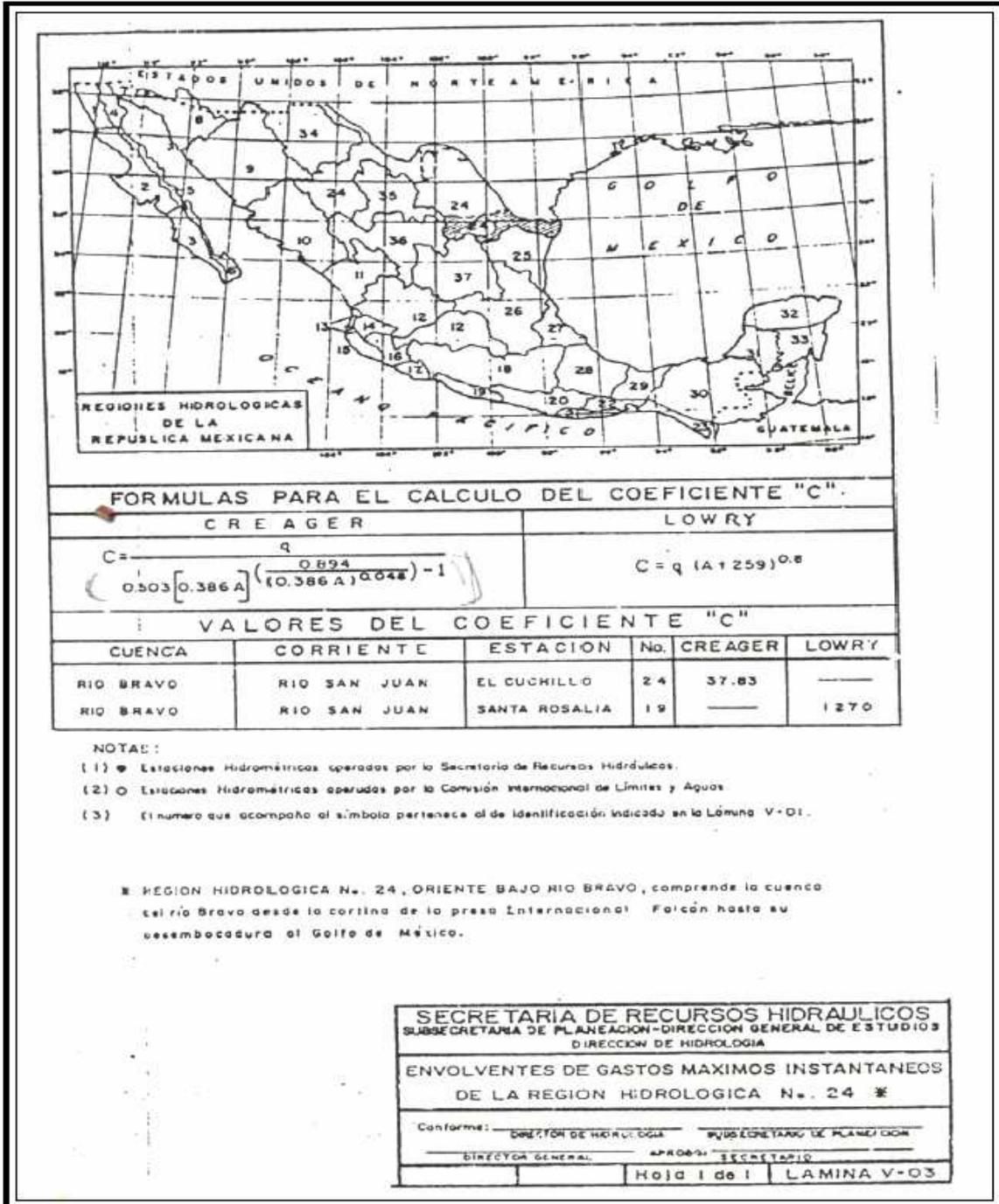


FIGURA 27. ENVOLVENTE DE GASTOS MÁXIMOS INSTANTANEOS DE LA REGION HIDROLOGICA N°24



FIGURA 28. REGIONES HIDROLOGICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

La Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos ha calculado los valores de C_C Y C_L para las 37 regiones en que ha dividido a la república mexicana (véase figura 28) en la tabla correspondiente a C_L .

REGION	DESCRIPCION	CL
1	BAJA CALIFORNIA NOROESTE (ENSENADA)	980
2	BAJA CALIFORNIA CENTRO (EL VIZCAINO)	530
3	BAJA CALIFORNIA SUROESTE (MAGDALENA)	2190
4	BAJA CALIFORNIA NOROESTE (LAGUNA SALADA)	1050
5	BAJA CALIFORNIA CENTRO ESTE (STA.ROSALIA)	990
6	BAJA CALIFORNIA SURESTE (LA PAZ)	5120
7	RIO COLORADO	1050
8	SONORA NORTE	760
9	SONORA SUR	2140
10	SINALOA	3290

11	PRESIDIO-SAN PEDRO ZONA COSTERA	4630
11	PRESIDIO-SAN PEDRO ZONA ALTA	470
12	LERMA-SANTIAGO	1290
13	HUICICILIA	760
14	AMECA	600
15	COSTA DE JALISCO	5270
16	ARMERÍA-COAHUAYANA	4940
17	COSTO DE MICHOACAN	2100
18	BALSAS ALTO	1090
18	BALSAS MEDIO Y BAJO	4450
19	COSTA GRANDE	2100
20	COSTA CHICA-RIO VERDE	3180
20	ALTO RIO VERDE	390
21	COSTA DE OAXACA (PTO.ANGEL)	3000
22	TEHUANTEPEC	2170
23	COSTA DE CHIAPAS	1190
24A	ALTO BRAVO-CONCHOS	1020
24B	MEDIO BRAVO	5170
24C	RIO SALADO	1410
24D	BAJO BRAVO	2130
25	SAN FERNANDO-SOTO DE MARINA	2330
26A	ALTO PANUCO	1360
26B	BAJO PANUCO	3010
26C	VELLE DE MEXICO	760
27	TUXPAN-NAUTLA	2450
28	PAPALOPAN	1750
29	COATZACOALCOS	1840
30	GRIJALVA-USUMACINTA	2130
30	ALTO GRIJALVA	610
31	YUCATAN OESTE (CAMPECHE)	370
32	YUCATAN NORTE (YUCATAN)	SIN DATOS
33	YUCATAN ESTE (QUINTANA ROO)	SIN DATOS
34	CUENCAS CERRADAS DEL NORTE	230
35	MAPIMI	SIN DATOS
36	NAZAS	1510
36	AGUANAVAL	380
37	EL SALADO	1310

TABLA 6. VALORES DEL COEFICIENTE DE ENVOLVENTE DE LOWRY.

REGION	CC
1.- BAJA CALIFORNIA NORTE	30
2.-BAJA CALIFORNIA SUR	72
3.- RIO COLORADO	14
4.- NOROESTE	
A) ZONA NORTE	35
B) ZONA SUR	64
5.- SISTEMA LERMA-CHAPALA-SANTIAGO	
A)LERMA-CHAPALA	16
B) SANTIAGO	19
6.- PACIFICO CENTRO	100
7.- CUENCA RIO BALSAS	
A) ALTO BALSAS	18
B)BAJO BALSAS	32
8.- PACIFICO SUR	62
9.-CUENCA DEL RIO BRAVO	
A) ZONA CONCHOS	23
B)ZONA SALADO Y SAN JUAN	91
10.- GOLFO NORTE	
11.- CUANCA RIO PANUCO	
A)ALTO PANUCO	14
B)BAJO PANUCO	67
12.- GOLFO CENTRO	59
13.- CUENCA RIO PAPALOAPAN	36
14. GOLFO SUR	36
15.- SISTEMA GRIJALVA-USUMACINTA	50
16.- PENINSULA DE YUCATAN	3.7
17.-CUENCAS CERRADAS DEL NORTE (ZONA NORTE)	4
18.- CUENCAS CERRADAS DEL NORTE (ZONA SUR)	26
19.- EL SALADO (ZONA SUR)	45
20.-DURANGO	8.4
21. CUENCAS DE CUITZEO Y PATZCUARO	6.8
22.- VALLE DE MEXICO	19
23.- CUENCAS DEL RIO METZTITLAN	37

TABLA 7.VALORES DEL COEFICIENTE DE CREAGER.

A continuación se aplican los métodos de Lowry y Creager en el área de estudio del Ejido “El Tejocote”, Coahuila, Municipio de General Cepeda.

- El área del ejido “El Tejocote”, Coahuila que da comprendida en la región hidrológica **N° 24A** la cual lleva el nombre en el boletín hidrológico como ALTO BRAVO-CONCHOS.
- El área de influencia que se determinó en la carta topografía proporcionada por el INEGI fue Aproximadamente de **2.0 km²= 200 Has.**
- El método de Lowry en la tabla de valores nos indica que como se trata de la región hidrológica N°24 A y el área de estudio pertenece a el ejido “Tejocote” Coahuila, para el cual su valor del coeficiente de Lowry es **C_L=1020.**
- El método de Creager maneja otros valores, las cuales se manejan por zonas en este caso en particular la zona del Ejido “El Tejocote” se localiza en LA CUENCA DEL RIO BRAVO-Zona Conchos y el cual tiene un valor de coeficiente de Creager de **C_C= 23.**

* **Método de Lowry:**

$$q = \frac{CL}{(Ac + 259)^{0.85}}$$

Dónde:

q = Gastos unitarios, (m³/s/km²)

Ac = Area de la cuenca, (Km²)

* **Método de Creager:**

$$q = 1.303 Cc(0.386 Ac)^{\alpha} Ac^{-1}$$

$$\alpha = \frac{0.936}{Ac^{0.048}}$$

Dónde:

q = Gastos unitarios, (m³/s/km²)

Ac = Area de la cuenca, (Km²)

Aplicando la fórmula de Lowry.

$$C_L = 1020$$

$$A_C = 2.0 \text{ Km}^2$$

$$q = \frac{CL}{(Ac+259)^{0.85}} = \frac{1020}{(2.0+259)^{0.85}} = 9.00 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$$

$$Q \text{ max} = 9.00 \times 2.00 = 18.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aplicando la fórmula de Creager

$$C_C = 23$$

$$Ac = 2.0 \text{ km}^2.$$

$$\alpha = \frac{0.936}{Ac^{0.048}} = 0.936/2.0^{0.048} = 0.905$$

$$q = 1.303 Cc(0.386 Ac)^\alpha Ac^{-1}$$

$$= [(1.303) * (23) * (0.386 * 2.0)^{0.905} (2.0)^{-1}] = 10.83 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

$$Q_{max.} = 10.83 * 2.0 = 21.66 \text{ m}^3/\text{s}$$

MÉTODO	GASTO MÁXIMO (m ³ /s)
DICKENS	7.01
GANGILLET	7.79
ITALIANA	33.43
RYVES	16.08
VALENTINI	38.18
KULCHING	7.65
LOWRY	18.00
CREAGER	21.66

4.19. ESTIMACIONES HIDROLOGICAS.

4.19.1. EFICIENCIA DEL VASO (Ev).

$Ev = \text{Eficiencia del Vaso} = f(\% \text{ Var. corrientes y Graficas}).$

La Variación del régimen de la corriente (% Var.) se obtiene con:

$$\%Var. = \left[\frac{\text{Prom. Prec. Mayores a la Media} - \text{Prom. Prec. menores a la Media}}{\text{Prec. Media anual}(Pm)} \right] \times 100$$

$\text{Prec. Media anual}(Pm) = 385.11 \text{ mm.}$

$\text{Prom. Prec. Mayores ala Media} = 494.452 \text{ mm.}$

$\text{Prom. Prec. menores ala Media} = 282.034 \text{ mm.}$

$$\therefore \%Var. = \left[\frac{494.452 - 282.034}{385.11} \right] \times 100 = 55.2\%$$

Con el valor de % Var. Se obtiene en graficas: Ev y K_{apr}

$$\therefore Ev = 0.71$$

$$K_{apr} = 0.6$$

Dónde:

$Ev = \text{Eficiencia del vaso.}$

$K_{apr} = \text{Coeficiente de aprovechamiento.}$

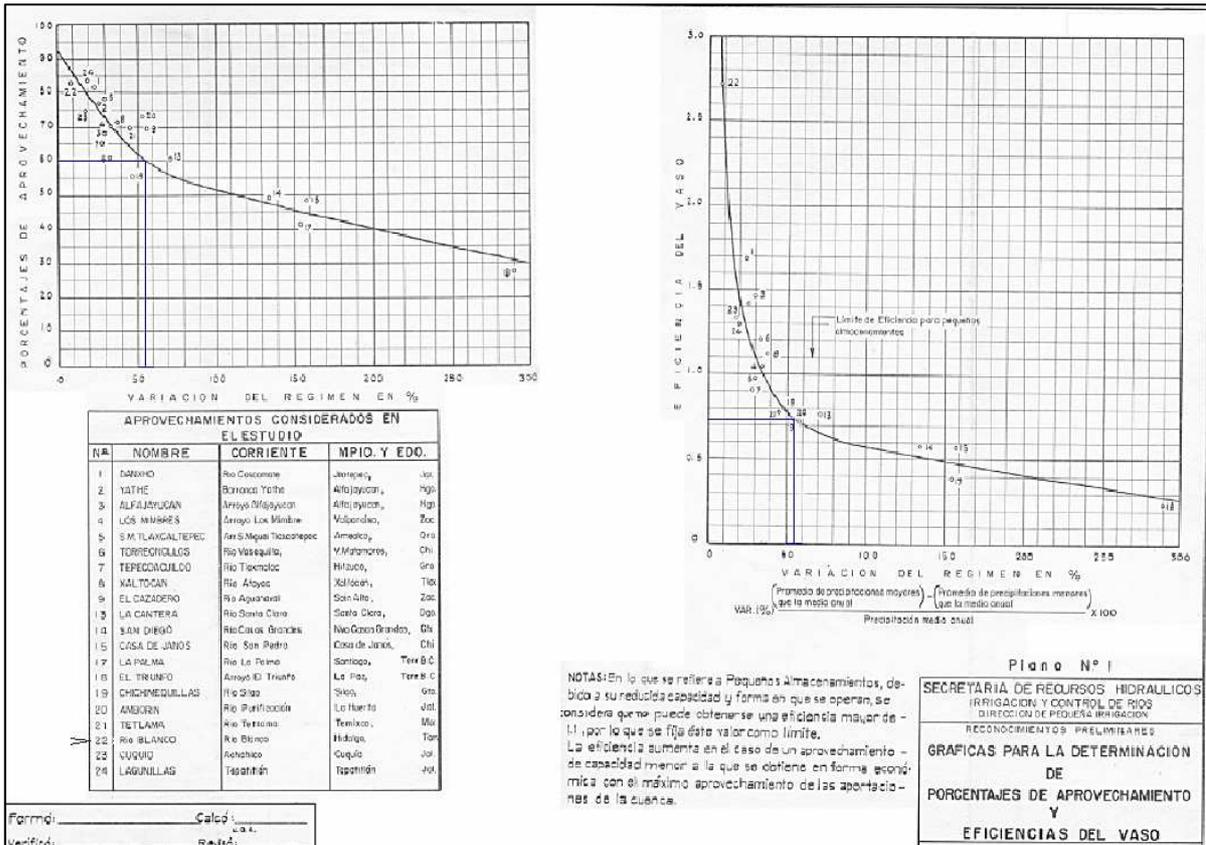


FIGURA 29. GRAFICAS PARA LA DETERMINACIÓN DE PORCENTAJES DE APROVECHAMIENTO Y EFICIENCIA DEL VASO.

4.20. CAPACIDADES DE ALMACENAMIENTO.

Con los datos obtenidos en funcion de los estudios hidrológicos y topográficos, podemos realizar la estimación de las capacidades de almacenamiento.

Datos:

$A_C = 200 \text{ Has.} = 2 \text{ Km}^2.$

$P_m = 385.11 \text{ mm.} = 0.385 \text{ m.}$

$K_e = 0.15.$

$K_{apr} = 0.6.$

$E_V = 0.71$

$Q_{AV.MAX.} = 7.01 \text{ m}^3/\text{seg (MÉTODO DICKENS).}$

$F = 0.45 \text{ Km.}$

Dónde:

A_C = Área de la cuenca, Km^2 .

P_m = Precipitación media anual, m.

K_e = Coeficiente de escurrimiento.

K_{apr} = Coeficiente de aprovechamiento.

E_v = Eficiencia del vaso.

F = Fetch, Km.

ELEVACIONES (m)	AREA (m^2)	CAPACIDADES (m^3)
1803	100	---
1804	730	415
1805	2,810.00	2,185.00
1806	5,830.00	6,505.00
1807	11,750.00	15,295.00
1808	19,750.00	31,045.00
1809	28,280.00	55,060.00
1810	40,250.00	89,325.00
1811	49,390.00	134,145.00
1812	60,000.00	188,840.00

TABLA 8. INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA PARA LA CURVA ÁREAS CAPACIDADES.

Se construye la curva de áreas y capacidades contra elevaciones, a continuación se determina el volumen escurrido:

$$V_e = K_e p_m A = 0.15 \times 0.39 \times 200 \times 10^4$$

$$V_e = 117,000 \text{ m}^3$$

$$V_{apr} = K \times V_e = 0.6 \times 117,000 =$$

$$V_{apr} = 70,200 \text{ m}^3$$

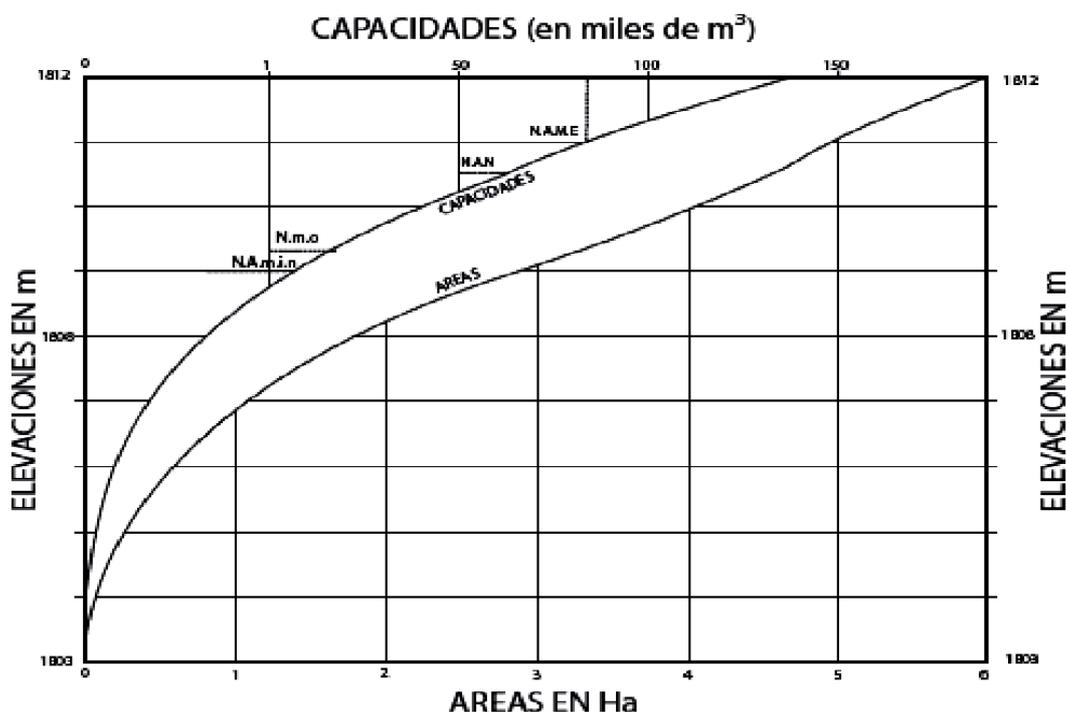


FIGURA 30. GRÁFICA ELEVACIONES ÁREAS CAPACIDADES.

Entrando a la curva de Áreas Capacidades, se determina la Capacidad Total de Almacenamiento, resultando que:

$C_{TA} = 64,000 \text{ m}^3$, que se ubica en la cota 1,810.50 m.s.n.m. (N.A.N.), siendo esta la cota donde se ubicara la cresta de la obra de excedencias, arrojando un área de embalse de 2.8 ha, según la Figura 30.

La capacidad de azolves se calcula con:

$C_{TA} = K_{AZ} N_U V_e = 0.0015 \times 25 \times 117,000 = 4,387.5 \text{ m}^3$, adicionando a esta la capacidad para cría de peces como $2,350 \text{ m}^3$, se toma como capacidad muerta a:

$C_{TA} = 6,737.5 \text{ m}^3$, que al llevarse este a la curva Elevaciones.

Capacidades se ubica el N.A.min. En 1,809 m, cota a la que se ubicara la base de la obra de Toma, arrojando un área de embalse de 1.4 ha.

La capacidad Útil, es: $C_u = C_{TA} - C_M$

Sustituyendo valores:

$$C_u = 64,000 - 6,737.5 = 50,862.5 \text{ m}^3$$

$C_u = 50,862.5\text{m}^3$, verificando la segunda restricción hidrológica, a través de la $C_{uc} = V_{apr}/E_v = 70,200/0.7 = 100,286\text{ m}^3$, entonces como: $C_u < C_{uc}$, está bien.

Considerando un 10% de la C_{TA} , como pérdidas por evaporación e infiltración, el Volumen útil es:

$$V_u = C_u - V_{per} = 57,262.5 - 6,400 = 50,862.5\text{ m}^3$$

Este volumen es el que se destina íntegramente a los beneficios, tanto para abrevadero como para una pequeña superficie de riego.

4.21. DETERMINACIÓN DE LAS CAPACIDADES DE ABREVADERO Y RIEGO.

El volumen útil destinado para abrevadero y riego dependerá del tamaño y profundidad de la construcción y del volumen de los escurrimientos que se encaucen hacia el almacenamiento. El primero está supeditado al coeficiente de agostadero, al tamaño de los potreros y a otros factores limitativos. Dentro de los aspectos que deben considerarse para determinar el volumen útil para abrevadero, pueden mencionarse, entre otros, la precipitación pluvial, coeficiente de escurrimiento, los que fueron considerados para el abastecimiento, cantidad de ganado, terreno sobre el que se construye, pérdidas por filtración y por evaporación, etc. El número de cabezas que pueden pastar en un potrero, es determinado por la cantidad de forraje que en él se pueda obtener; ello condiciona, en gran medida, el tamaño del abrevadero, tomando además en consideración la distancia que el ganado tiene que cubrir de los pastizales a los agujajes, condición muy importante para que no pierdan más de las energías necesarias.

El número de cabezas está determinado por la siguiente expresión:

$$n_c = \frac{100 \pi d_a^2}{C_a}$$

En la que: n_c = Número de cabezas, d_a = Distancia máxima en Km que puede recorrer el ganado para abrevar; 16 Km para una cabeza de ganado mayor y 8 Km para una cabeza de ganado menor; y C_a = Coeficiente de agostadero, expresado por el número de hectáreas que son necesarias para mantener una cabeza; 10 ha/cab. En donde predomina el mezquite y 20 ha/cab. En donde predomina la gobernadora y pastos naturales. El factor 100 resulta de convertir Km^2 en hectáreas.

Para determinar la capacidad necesaria de un abrevadero se puede emplear la siguiente fórmula:

$$V_a = \frac{0.1 \pi d_a^2 D_d T_p P}{C_a}$$

En la que:

V_a = Volumen útil para abrevadero en m^3

D_d = Dotación diaria de agua por cabeza de ganado en lt.

T_d = Tiempo en días que se considera que el ganado tomará agua en el abrevadero (en el tiempo de lluvia toman agua en cualquier depósito o charco).

P = Coeficiente de pérdidas, originado en la filtración o evaporación.

d_a y C_a = Tienen el mismo significado anterior. Ejemplo de aplicación de la fórmula. Para la región donde se ubica el sitio, considerando que existen pastos naturales y gobernadora, se toman los siguientes valores para los elementos de la ecuación para el volumen de un abrevadero.

$d_a = 2$ km.

$C_a = 10$ ha / Cabeza

$D_d = 40$ l/día / Cabeza

$T_d = 300$ días/año

$P = 1.3$ (30% de pérdidas por evaporación o infiltración).

$$V_a = \frac{0.1 * 3.1416 * 2^2 * 40 * 300 * 1.3}{10}$$

$$V_a = 1,961 m^3$$

Si el depósito se va a alimentar con agua de escurrimiento que tiene su origen en la lluvia y tomando en consideración que en muchos lugares se presentan años en que poco llueve, es conveniente duplicar la capacidad del depósito para aprovechar el agua de los años lluviosos, y asegurar cuando menos un año de escasa precipitación pluvial. Por lo tanto, el volumen útil necesario para abrevadero en el trabajo que se desarrolla, deberá ser de $3,950 m^3$.

Puesto que los campesinos generalmente se dedican a actividades mixtas, es decir, a la agricultura y a la ganadería, es conveniente estudiar la posibilidad de que los abrevaderos cumplan estas dos funciones.

Lo anterior se logra mediante el riego de superficies de cultivo factibles de irrigación, siempre que el área sea suficientemente grande para no elevar demasiado los costos por cada hectárea que implican las obras de riego.

$$V_{abr} = 3,950 \text{ m}^3$$

$$V_{rgo} = Vu - V_{abr} = 50,862.5 - 3,950 = 46,912.5 \text{ m}^3$$

$$V_{rgo} = 46,912.5 \text{ m}^3$$

Considerando un Volumen bruto para medio riego - V_{bmr} - (riego de auxilio) de 5,000 $\text{m}^3/\text{ha}/\text{año}$.

La superficie de riego es:

$Sr = V_{rgo} / V_{bmr} = 46,912.5 / 5000 = 9.4 \text{ ha}$, se dejan 9 ha, lo que hacen un volumen útil necesario para medio riego de: 45,000 m^3 , dejándose entonces 5,862.5 m^3 para abrevadero.

4.22. DISEÑO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS.

Este proceso exige la determinación de la avenida máxima, basados en el estudio hidrológico, para el presente caso habiéndose determinado su valor por el método de Dickens que arrojó un $Q_{AV.MAX.} = 7.01 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Considerándose que el tipo de obra de excedencias es del tipo cimacio ($C = 2.0 \text{ m}^{1/2}/\text{seg}$), proponiéndose una carga de $H_v = 0.5 \text{ m}$:

$Q = CL H_v^{3/2}$, Despejando la longitud se tiene: $L = Q/H_v^{3/2} = 7.01/(2.0 \times 0.5^{1.5}) = 9.9 \text{ m}$, se redondea a 10 m.

$L = 10 \text{ m}$, entonces la nueva carga es: $H_v = [Q/CL]^{2/3} = 0.49 = 0.5 \text{ m}$.

Por lo que el N.A.M.E.=Elev. N.A.N. + $H_v = \text{Elev.} 1,810.5 + 0.50 = 1,811 \text{ m}$, con un área de embalse máximo de 3.25 ha.

El libre bordo, es según la ecuación 6:

$$L.B. = h + h'$$

Dónde:

$h = 2h''/3$, calculando h'' con la ecuación (7):

$$h'' = (0.005 v - 0.068) \sqrt{F}$$

Como el fetch es de $F = 0.45 \text{ Km}$, y la velocidad del viento, $V = 100 \text{ Km/h}$, se tiene:

$$h'' = (0.005 \times 100 - 0.068) \sqrt{0.45} = (0.432) 0.671 = 0.29 \text{ m}.$$

$$h = 0.667 \times 0.29 = 0.193; h = 0.193 \text{ m}.$$

h' es el bordo libre adicional que se obtiene de la tabla adjunta a la ecuación (7), que para la condición mínima (Presas Rígidas) y una Velocidad del viento de 100 Km/h, se selecciona: $h' = 0.37 \text{ m}$, por lo que el libre bordo:

$$L.B. = 0.193 + 0.37 = 0.563; \text{ Se toma: } L.B. = 0.60 \text{ m}.$$

Quedando la altura máxima de la cortina, en:

$$H_{MAX} = H_{NAN} + H_v + L.B. = (\text{Elev. } 1,810.5 - \text{Elev. } 1803) + 0.5 + 0.60 = 8.60 \text{ m}.$$

$$H_{MAX} = 8.60 \text{ m};$$

$$\text{La Elev. Corona} = \text{Elev. Fondo Cauce} + H_{MAX} = \text{Elev. } 1,803.00 + 8.6 = 1,811.60 \text{ m}.$$

4.23. CIMACIO CREAGER.

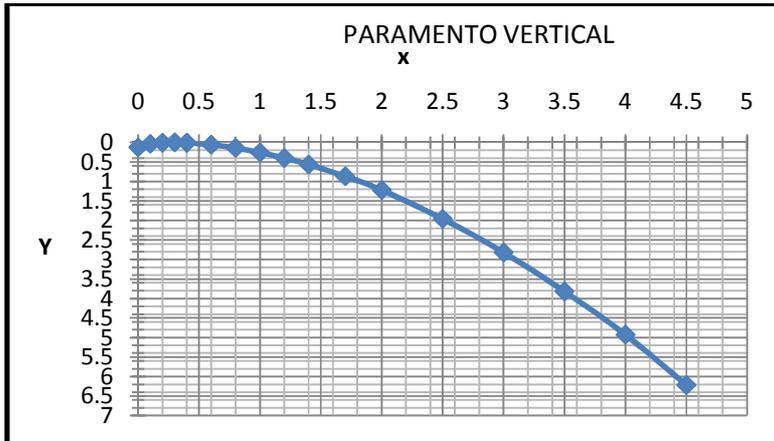
Para el diseño del cimacio se basa uno en la carga de diseño del vertedor.

Creager desarrollo una serie de coordenadas para el perfil con una carga de diseño $H_d=1.0$ m y paramentos verticales e inclinados aguas arriba de la cresta, ver Tabla 9:

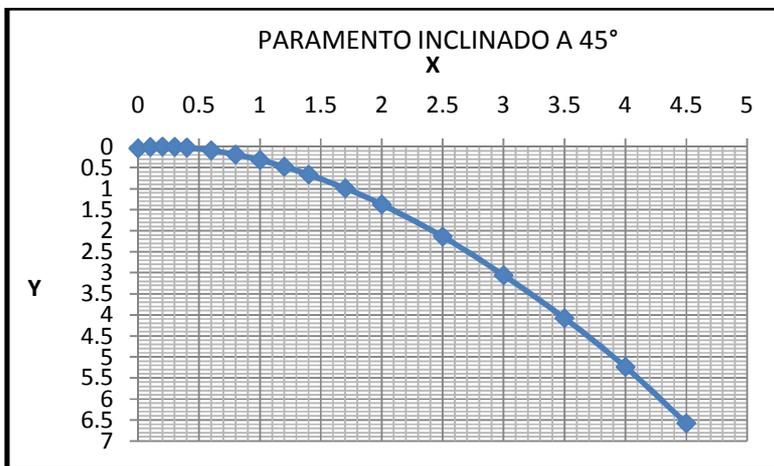
Cuando la carga de diseño es menor a 1 m se dejan las coordenadas de Creager, si la carga de diseño es mayor a 1 m, las coordenadas se multiplican por la carga de diseño.

Y	X	VALORES DE	
		CON CARA AGUAS ARRIBA VERTICAL	CON CARA AGUAS ARRIBA A 45°
0.0		0.126	0.043
0.1		0.036	0.010
0.2		0.007	0.000
0.3		0.000	0.005
0.4		0.007	0.023
0.6		0.060	0.090
0.8		0.142	0.189
1.0		0.257	0.321
1.2		0.397	0.480
1.4		0.565	0.665
1.7		0.870	0.992
2.0		1.220	1.377
2.5		1.960	2.140
3.0		2.820	3.060
3.5		3.820	4.080
4.0		4.930	5.240
4.5		6.220	6.580

TABLA 9. COORDENADAS PARA EL DISEÑO DEL PERFIL DEL VERTEDOR TIPO CREAGER.



GRAFICA 2.PERFIL CREAGER CON PARAMENTO VERTICAL.



GRAFICA 3. PERFIL CREAGER CON PARAMENTO INCLINADO A 45°.

$$d1 = \frac{Q}{C_v B \sqrt{2gh}}$$

Dónde: B=L=8.0 m; C_v=0.98 y h=N.A.M.E.- Elev.Cubeta=Elev. 1,811.00-1803.90=7.10 m, por lo que:

$$d1 = \frac{7.01}{0.98 * 10 * 4.43 * \sqrt{10}} = \frac{7.01}{137.287} = 0.051 \text{ m}$$

R = 5 d1 = 5 * 0.058 = 0.29 considerando la figura 30, y aplicándola al presente trabajo; en la figura 21 se muestra el detalle del presente diseño.

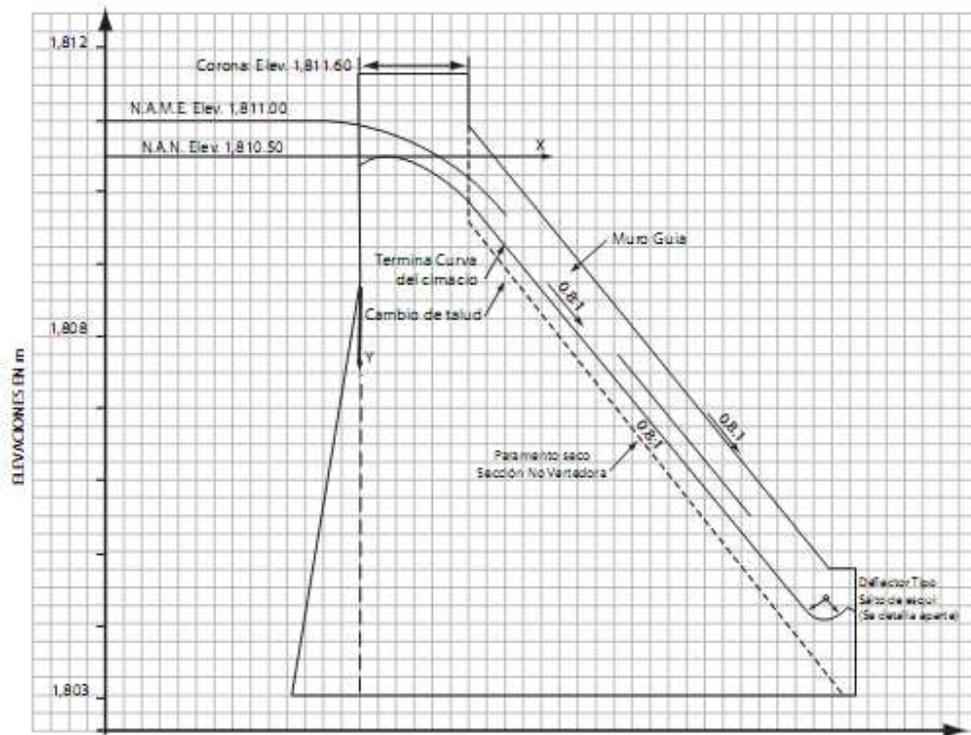


FIGURA 31. SECCIÓN VERTEDORA DE LA CORTINA.

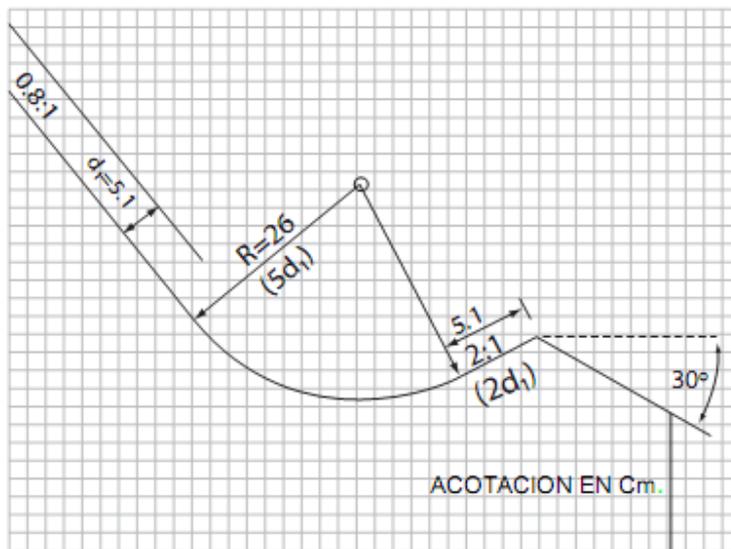


FIGURA 32. DETALLE DEL DEFLECTOR SALTO DE ESQUÍ.

4.24. DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA.

Se considera una obra de toma del tipo tubería a presión y válvulas a la salida, para lo cual tomando en cuenta que la superficie de riego (S_r), son 9 ha, el gasto normal por extraer por la obra de toma, según la tabla de coeficientes unitarios de riego, mostrada adjunta a la Figura 16, $C_{ur} = 2.5$ lps/ha, por lo que se tiene:

$$Q_N = C_{ur} S_r = 2.5 \times 9 = 22.5 \text{ lps}; Q_N = 0.0225 \text{ m}^3 / \text{seg}.$$

Y para efectuar el proceso de diseño se requiere el N.m.o.i, el que se determina con el almacenamiento mínimo, dado por: $A_m = C_M + 0.1 C_u = 6,737.5 + 0.1 \times 57,262.5 = 12,463.75 \text{ m}^3$.

Entrando con este valor a la grafica Elevaciones Capacidades se obtiene:

N.m.o.i = 1,809.3 m, este nivel permitirá probar que el diseño de la obra de toma se encuentra correcto.

Se calcula el diámetro necesario en pulgadas con el gasto en lps:

$$d_1 = \sqrt{Q_N} = \sqrt{22.5} = 4.18''$$

El siguiente diámetro comercial de tubería, es el de 6" (0.152 m.), proponiéndose un material de PVC.

Se determina la velocidad media en el conducto:

$V = Q_N / A = 0.0225 / (0.7854 \times 0.152^2) = 1.24 \text{ m/seg} < 1.5 \text{ m/seg}$, pero se acepta ya que si se baja al siguiente diámetro comercial, la carga mínima de operación se aleja considerablemente del N.m.o.i, aparte de que como es PVC las posibilidades de azolvamiento se reducen por el bajo coeficiente de rugosidad.

La carga mínima de funcionamiento, según la ec. (9), es:

$$h_{\min} = \frac{v^2}{2g} \left(1.0 + \sum k_x + f \frac{L}{D} \right)$$

Se toma a la rugosidad absoluta para PVC nuevo como: $\epsilon = 0.003 \text{ mm}$, y la rugosidad relativa, es: $\epsilon/D = 0.003/152 = 1.97 \times 10^{-5}$ el numero de Reynolds, considerando una temperatura de 20°C, $\nu = 1.01 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{seg}$, es:

$$Re = vD/\nu = 1.24 \times 0.152 / 1.01 \times 10^{-6} = 186,613.86; Re = 186,613.86$$

Por lo que sustituyendo en la ec. (10), se tiene:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log_{10} \left(\frac{1.97 * 10^{-5}}{3.7} + \frac{5.74}{186,613.86^{0.9}} \right) \right]^2} = 0.016$$

La suma de los parámetros de pérdida de carga localizada, se toma a la obra de toma conformada con: rejilla (k_r), entrada redondeada (k_e), válvulas (k_G) y codo al final del conducto (K_c), es:

$$\begin{aligned} \sum K_x &= k_r + k_e + 1k_G + K_c + K_s \\ &= 0.05 + 0.23 + (0.06 * 0.152^{-0.37}) + 0.25 + (1.24 - 0.4)^2 / 19.62 \\ &= 0.56; \quad \sum K_x = 0.56 \end{aligned}$$

La longitud de la tubería se calcula con:

$$L = (Elev. Corona - Elev. N.A. min. + D / 2) (t + t) + C = (Elev. 1,811.6 - Elev. 1,809 + 0.152 / 2) (2.5 + 2.5) + 4.5 = 17.88 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \frac{1.24^2}{19.62} \left(1.0 + 0.57 + 0.01489 \frac{17.88}{0.152} \right) = 0.362 \quad \therefore h_{\min} = 0.362 \text{ m.}$$

4.25. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Primeramente se define el ancho de la corona, con la ecuación:

$$C_e = \frac{\sqrt{H}}{2} = \frac{\sqrt{8.6}}{2} = 1.467 \text{ m.}; \quad , \text{ se toma: } C_e = 1.50 \text{ m}$$

4.26. ESTABILIDAD DEL MURO.

4.26.1. DATOS DEL PROYECTO:

- Tipo de Cortina de Gravedad de: Mampostería u/o Concreto simple.
- la será de una resistencia a la compresión de: $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$.
- El máximo esfuerzo unitario a la compresión será de: $f_c = 0.25f'c = f_c = 37.5 \text{ Kg/cm}^2$
- El máximo esfuerzo unitario de corte será de: $v_{zy} = 0.2f'c = 30 \text{ Kg/cm}^2$

d) El peso volumétrico del material de la cortina es: $\omega C = 2,200 \text{ Kg/m}^3$

e) El material de la capa del lecho del cauce en contacto con la cimentación de roca, tiene las siguientes características:

Angulo de reposo----- $\alpha = 30^\circ$

Relación de vacíos----- $K = 40 \%$

Peso volumétrico del material seco----- $\omega_s = 1,600 \text{ Kg/m}^3$

f) El ángulo de fricción estática de la cortina, ϕ , es tal que: $\text{tg } \phi = 0.75$

g) Las características geométricas de la sección:

Ancho de la corona: ----- $C_e = 1.50 \text{ m}$

Libre bordo: ----- $L.B. = 0.60 \text{ m}$

Altura Máxima: ----- $H = 8.60 \text{ m}$

Espesor de la capa superficial del material blando en el cauce: ----- $E = 2.00 \text{ m}$. (según estudio geológico).

Cota del fondo del cauce: ----- $\text{Elev. } C = 1,803.00 \text{ m}$.

i) En cada plano secante horizontal se supone que la línea de drenaje queda a la "x" parte, del paramento aguas arriba, del ancho de la sección de la cortina en ese plano.

En el presente caso por la altura no se le puso galería de filtración así como red de drenes.

Calculo de la zona I Y II.

Análisis a Presa llena.

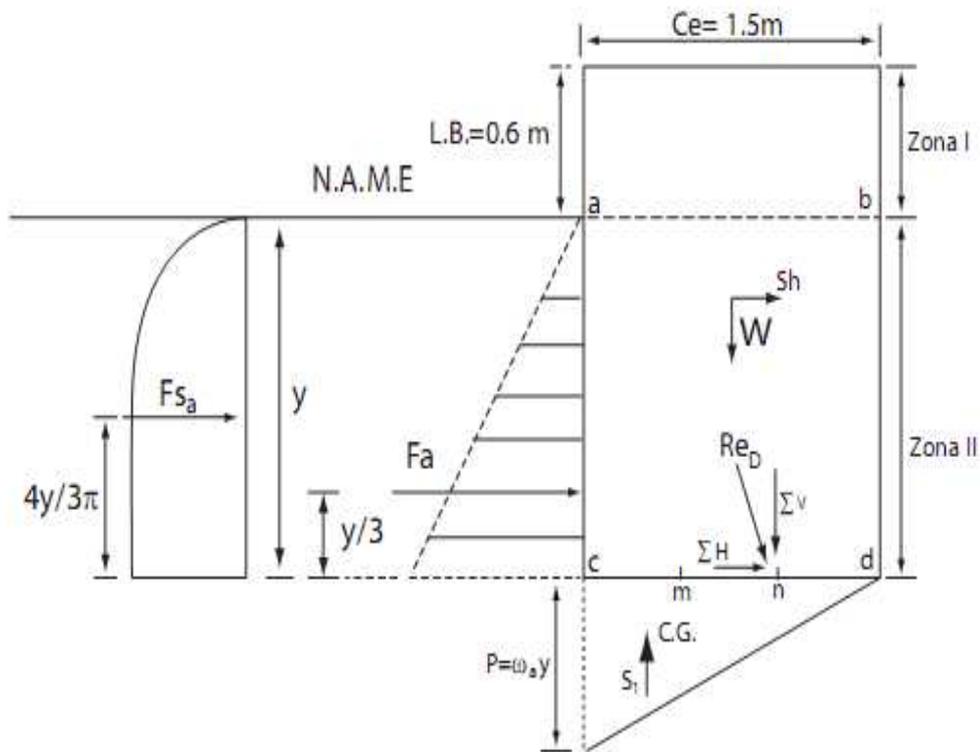


FIGURA 33. FUERZAS ACTUANTES EN CÁLCULO DE ZONA I Y II, A PRESA LLENA.

Cuadro de análisis para el cálculo de las zonas I Y II a Presa llena, tomando momentos con respecto a n (límite aguas abajo del tercio medio).

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _V	F _H		
(1)	W	$[1.5(X + 0.6)]2200$	$3300X + 1980$		$Ce/2Ce/3 = 0.25$	$-825x - 495$
(2)	Sh	$0.1 W C = 0.1(3300X + 1980)$		$330x + 198$	$(0.6 + x^2)/2 = 0.3 + 0.5x$	$165x + 198x + 59.4$
(3)	Fa	$\omega ax^2 / 2 = 1000x / 2$		$500x^2$	$x/3$	$166.67x^3$
(4)	F _{sa}	$55.5y^2$		$55.5x^2$	$(4/3\pi)x = 0.4244x$	$23.554x^3$
(5)	S ₁	$1.5\omega ax/2 = 1500x/2$	$750x$		0.5	$375x$
			(Σ V)	(Σ H)	(Σ M)	

$$\begin{aligned}\sum V &= 3,300x + 1980 + 750x = 4050x + 1,980 \\ \sum H &= 330x + 198 + 500x^2 + 55.5x^2 = 555.5x^2 + 330x + 198 \\ \sum M &= -825x - 495 + 165x^2 + 198x + 59.4 + 166.67x^3 + 23.554x^3 + 375x \\ &= 190.224x^3 + 165x^2 - 252x - 435.6\end{aligned}$$

Para que la resultante se encuentre en el extremo aguas abajo del tercio medio la $\sum M = 0$, por lo que:

$$190.224x^3 + 165x^2 - 252x - 435.6 = 0$$

El valor que resuelve la ecuación es: $x = 1.3557$ m

La suma de fuerzas verticales y horizontales por lo tanto, son:

$$\begin{aligned}\sum V &= 4050 \times 1.3557 + 1,980 = 7,470.58 \text{ Kg} \\ \sum H &= 555.5 \times (1.3557) + 330 \times 1.3557 + 198 = 1666.35 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Conclusión: A la profundidad de 1.3557 m pasa la resultante (Re_D) a presa llena por el extremo aguas abajo del tercio medio.

Determinación de la resultante Re_i a Presa vacía, para una profundidad de $x = 1.3557$ m.

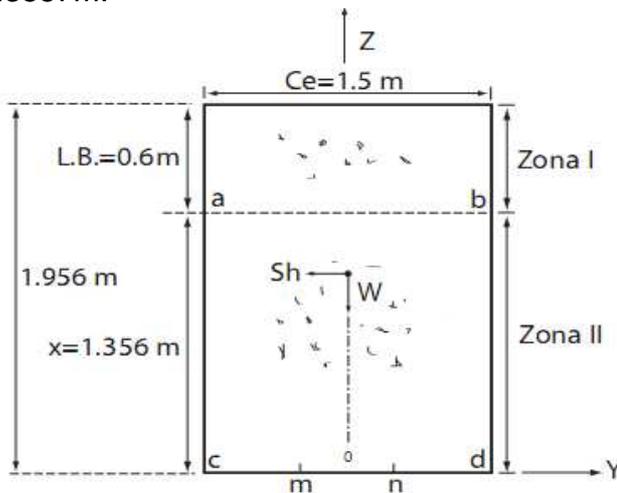
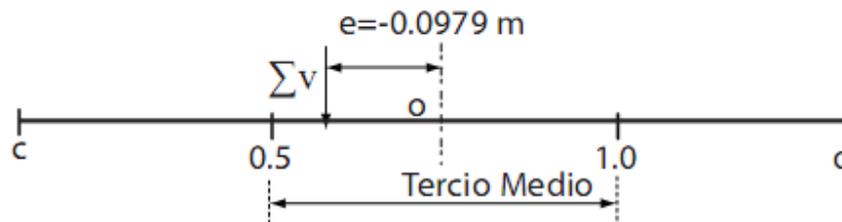


FIGURA 34. FUERZAS ACTUANTES EN EL CÁLCULO DE LA ZONA I Y II, A PRESA VACÍA.

En la Figura 34, el punto de aplicación de la Re_i puede determinarse calculando los momentos de todas las fuerzas con respecto al punto "o".

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _V	F _H		
(1)	W	[1.5(1.3557+0.6)] 2,200	6453.81		0	0
(2)	Sh	0.1 W = 0.1×6453.81		645.81	1.956/2 =0.978	-631.6
			ΣV= 6453.8	ΣH=645.8		Σ M=-631.6

El brazo de la resultante, que en este caso coincide con la excentricidad es:
 $B_R=e=\frac{\sum M}{\sum V} = -631.6/6453.8 = -0.0979$ m con respecto a "o", como es menor de $t/6=0.25$ m.



$$A=Bt=1.5 \times 1=1.5 \text{ m}^2.$$

Al caer la resultante dentro del tercio medio, está bien calculado.

Determinación de los esfuerzos unitarios normales.

a) A presa llena.

Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis.

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{t} \right) = \frac{7471}{1.5} \left(1 + \frac{6(0.25)}{1.5} \right) = 4981(2) = 9,962$$

$$\sigma_1 = 9,962 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.996 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{t} \right) = \frac{7243}{1.5} \left(1 - \frac{6(-0.25)}{1.5} \right) = 4981(0) = 0$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ kg/m}^2$$

El esfuerzo permisible, considerando que se ubica en zona no sísmica el sitio, es: $s = 1.33f'c/6 = 1.33 \times 140/6 = 31.03 \text{ Kg/cm}^2$; como σ_1 y σ_2 son menores que σ_p , entonces está bien.

c) A presa vacía.

d) Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis.

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{t} \right) = \frac{6454}{1.5} \left(1 + \frac{6(0.0979)}{1.5} \right) = 4303(1.3916) = 5,988$$

$$\sigma_1 = 5,988 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.599 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{t} \right) = \frac{6454}{1.5} \left(1 - \frac{6(-0.0979)}{1.5} \right) = 4303(0.6084) = 2,618$$

$$\sigma_2 = 2,618 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.262 \text{ kg/cm}^2$$

Como σ_1 y σ_2 son menores que σ_p , entonces está bien.

Determinación de rasantes.

a) Fricción solamente

$$\text{b) } \frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{1667}{7471} = 0.223 (= \text{tg} \varphi) < f = 0.75,$$

(Valor tomado de la Tabla 1), y como se satisface, ya no se analiza el F.S.D.

c) Apresa vacía.

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{646}{6454} = 0.10 (= \text{tg} \varphi) < f = 0.75,$$

Como se satisface, ya no se analiza el F.S.D.

Conclusiones Zona II:

Presa Llena:

$$\Sigma v = 7,471 \text{ Kg}$$

$$\Sigma H = 1,666 \text{ Kg}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Br}(\Sigma V) = 0 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 0.996$$

$$\text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma H / \Sigma v = 0.223$$

Presa Vacía:

$$\Sigma v = 6,454 \text{ Kg}$$

$$\Sigma H = 646 \text{ Kg}$$

$$e' = -0.0979 \text{ m}$$

$$\text{Br}(Sv) = 0.0979 \text{ m}$$

s

$$\sigma_1 = 0.599 \text{ Kg/cm}$$

$$\sigma_2 = 0.262 \text{ Kg/cm}$$

$$\Sigma H / \Sigma v = 0.10$$

$$X = 1.3557 \text{ m}$$

$$B = 1.50 \text{ m}$$

Calculo de la zona III.

En esta zona se conserva vertical el talud aguas arriba y se comienza a proporcionarle un talud aguas abajo, en este caso se propone uno de 0.5:1, quedando limitada a una altura en la que la resultante a presa vacía incide en el límite del tercio medio aguas arriba, tal como se observa en la Figura 35.

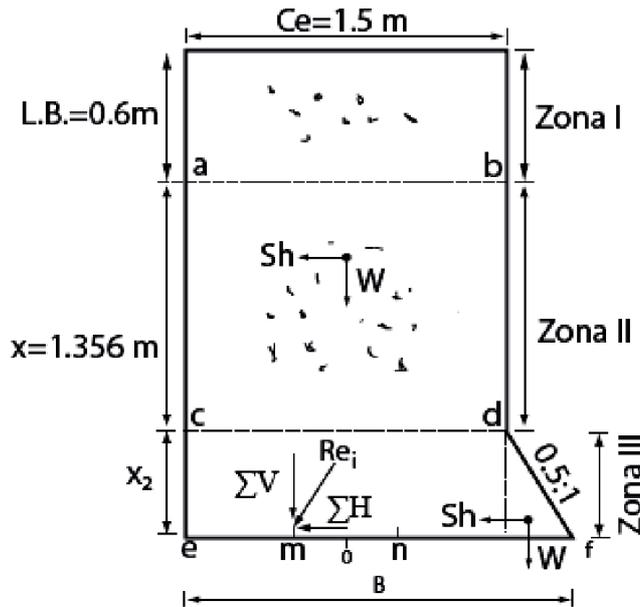


FIGURA 35. FUERZAS ACTUANTES EN EL CÁLCULO DE LA ZONA III, A PRESA VACÍA.

Cuadro de análisis para el cálculo de la zona III a Presa vacía, tomando momentos con respecto a m (límite aguas arriba del tercio medio).

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _V	F _H		
(1)	W	$[1.5(x_2+0.6)]2200$	$3300x_2 + 6458.8$		$Ce/2 - B/3 = 1.5/2 - (Ce+0.5x_2)/3 = 0.25 - 0.167x_2$	$-551.1x_2^2 - 252.952x_2 + 1613.7$
(2)	Sh	$0.1 W = 0.1(3300x_2 + 6454.8)$		$330x_2 + 645.5$	$(1.956+x_2)/2 = 0.978+0.5x_2$	$-165x_2^2 - 645.5x_2^2 - 631.299$
(3)	W'	$(0.5x_2^2/2)2200$	$550x_2^2$		$2B/3 - 2(0.5x_2)/3 = 1.0$	$550x_2^2$
(4)	Sh'	$0.1W' = 0.1(550 x_2^2)$		$55x_2^2$	$x_2/3$	$-18.333x_2^3$
			(ΣV)	(ΣH)	(ΣM)	

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 3,300x_2+6454.8+550x_2^2 = 550x_2^2+3300x_2+6454.8 \\ \Sigma H &= -330x_2+645.5-55x_2^2 = -55x_2^2-330x_2+645.5 \\ \Sigma M &= -551.1x_2^2-252.952x_2+1613.7-165x_2^2-645.5x_2-631.299+550x_2^2-18.333x_2^3 = \\ & -18.333x_2^3-166.1x_2^2-898.452x_2+982.401\end{aligned}$$

Para que la resultante se encuentre en el extremo aguas arriba del tercio medio la $\Sigma M = 0$, por lo que: $-18.333x_2^3-166.1x_2^2-898.452x_2+982.401=0$

El valor que resuelve la ecuación es: $x_2 = 0.9208$ m

La suma de fuerzas verticales y horizontales por lo tanto, son:
 $\Sigma V = 550 \times 0.9208^2 + 3300 \times 0.9208 + 6454.8 = 826.938 + 3985.245 + 6454.8 = 11266.983$ Kg
 $\Sigma H = -55 \times 0.9208^2 - 330 \times 0.9208 + 645.5 = -85.2514 - 410.85 + 645.5 = 149.4$ Kg

Conclusión: A la profundidad de: $x_2=0.9208$ m pasa la resultante (R_{e_i}) a presa vacía por el extremo aguas arriba del tercio medio.

Determinación de la profundidad a la cual pasa la resultante a Presa llena (R_{e_D}) por el extremo aguas abajo del tercio medio.

Cuando la resultante R_{e_D} pasa por el punto n, se verifica que: $M_n(R_{e_D})=0$ y por lo tanto $\Sigma M_n(F)=0$; si se expresan estos momentos en función de x_2' se obtiene una ecuación en que se puede calcular ese valor de x_2' . Si la x_2' calculada a presa llena es menor que la x_2 calculada a presa vacía, rige la x_2' a presa llena. En caso contrario, rige la x_2 a presa vacía.

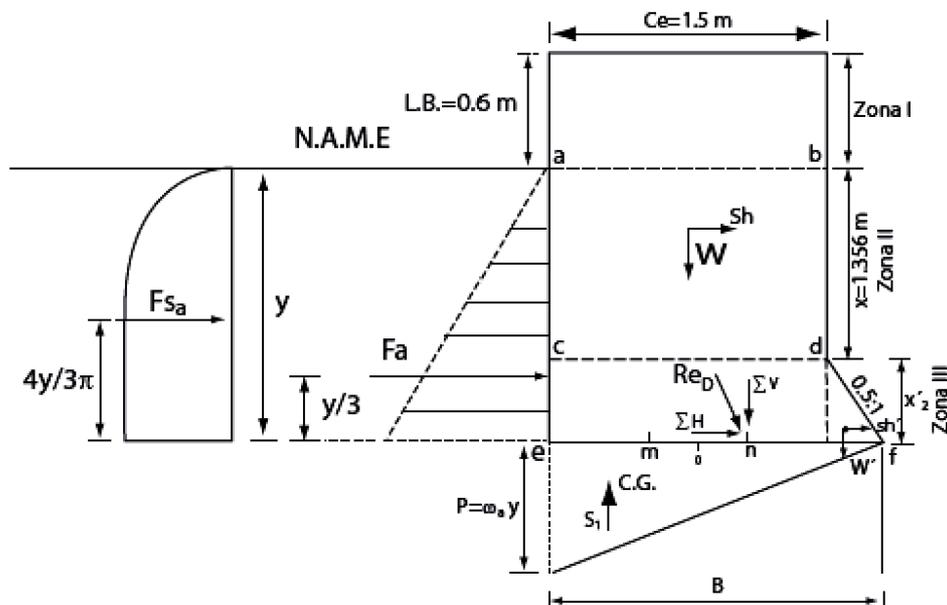


FIGURA 36. FUERZAS ACTUANTES EN EL CÁLCULO DE LA ZONA III, A PRESA LLENA.

Cuadro de análisis para el cálculo de la zona III a Presa llena, tomando momentos con respecto a n (límite aguas abajo del tercio medio).

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _v	F _H		
(1)	W	$1.5(X_2' + 1.956) 2,200$	$3300X_2'$ +6454.8		$2B/3 - Ce/2 = 2(1.5 + 0.5x_2')/3 - 1.5/2 = 0.25 + 0.333x_2'$	$-1099.89x_2'^2 - 2977.718x_2' - 1613.7$
(2)	Sh	$0.1 W = 0.1 (3300X_2' + 6454.8)$		$330x_2'$ +645	$(1.956 + x_2')/2 = 0.978 + 0.5x_2'$	$165x_2'^2 + 645.5x_2' + 631.299$
(3)	W'	$(0.5x_2'^2/2)2200$	$550x_2'^2$		$B/3 - 2(0.5x_2')/3 = 0.5 - 0.1667x_2'$	$275x_2'^2 - 91.685x_2'^3$
(4)	Sh'	$0.1W' = 0.1(550x_2'^2)$		$55x_2'^2$	$x_2'/3$	$18.333x_2'^3$
(5)	Fa	$wa(x_2' + 1.356)^2/2 = 500(x_2' + 1.356)^2$		$500x_2'^2 + 1356x_2' + 919.368$	$(x_2' + 1.356)/3 = 0.333x_2' + 0.452$	$166.5x_2'^3 + 677.955x_2'^2 + 919.337x_2' + 415.554$
(6)	Fsa	$55.5(x_2' + 1.356)2$		$55.5x_2'^2 + 150.516x_2' + 102.05$	$(4/3\pi)(x_2' + 1.356) = 0.4244x_2' + 0.5755$	$23.554x_2'^3 + 95.8192x_2'^2 + 129.932x_2' + 58.73$
(7)	S ₁	$wa(x_2' + 1.356)(1.5 + 0.5x_2')/2 = 500(x_2' + 1.356)(1.5 + 0.5x_2')$	$250x_2'^2 + 1089x_2' + 1017$		$(1.5 + 0.5x_2') - 2(1.5 + 0.5x_2')/3 = 0.5 + 0.167x_2'$	$41.75x_2'^3 + 306.863x_2'^2 + 714.339x_2' + 508.5$
			(Σ V)	(Σ H)		(Σ M)

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 3,300x_2' + 6454.8 + 550x_2'^2 - 250x_2'^2 - 1089x_2' - 1017 = 300x_2'^2 + 2211x_2' + 5437.8 \\ \Sigma H &= 330x_2' + 645.5 + 55x_2'^2 + 500x_2'^2 + 1356x_2' + 919.368 + 55.5x_2'^2 + 150.516x_2' + 102.05 \\ &= 610.5x_2'^2 + 1836.51x_2' + 1666.918 \\ \Sigma M &= -1099.89x_2'^2 - 2977.718x_2' - 1613.7 + 165x_2'^2 + 645.5x_2' + 631.299 + 275x_2'^2 - \\ &91.685x_2'^3 \\ &+ 18.333x_2'^3 + 166.5x_2'^3 + 677.955x_2'^2 + 919.337x_2' + 415.554 + 23.554x_2'^3 + 95.8192x_2'^2 + 1 \\ &29.932x_2' + 58.73 + 41.75x_2'^3 + 306.863x_2'^2 + 714.339x_2' + 508.5 \\ \Sigma M &= 158.452x_2'^3 + 420.7472x_2'^2 - 568.61x_2' + 0.383 \end{aligned}$$

Para que la resultante se encuentre en el extremo aguas arriba del tercio medio la $\Sigma M = 0$, por lo que:
 $158.452x_2'^3 + 420.7472x_2'^2 - 568.61x_2' + 0.383 = 0$

El valor que resuelve la ecuación es: $x_2' = 0.9851$ m

Como: $x_2' > x_2$ entonces el valor seleccionado es lo determinado a presa vacía esto es: $x_2 = 0.9208$ m.

Conclusión: A la profundidad de: $x_2 = 0.9208$ m pasa la resultante (R_e) a presa vacía por el extremo aguas arriba del tercio medio.

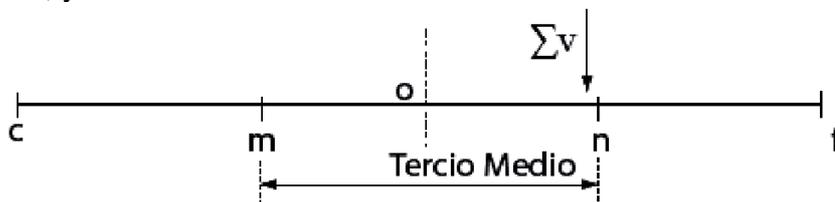
A continuación se verifica la posición de la resultante a presa llena para el valor de $x_2 = 0.9208$ m, por lo que la ΣM , queda:

$$\Sigma M = 158.452 \times 0.9208^3 + 420.7472 \times 0.9208^2 - 568.61 \times 0.9208 + 0.383 = 123.707 + 356.74 - 523.576 + 0.383 = -42.746 \text{ Kg/m}$$

Y la suma de fuerzas verticales, es:

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 300 \times 0.9208^2 + 2211 \times 0.9208 + 5437.8 \\ &= 254.362 + 2035.889 + 5437.8 = 7,728.05 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

El brazo de la resultante, es: $B_R = \Sigma M / \Sigma V = -42.746 / 7728.05 = -0.0055$ m con respecto a "n", y $B = 1.5 + 0.5 \times 0.9208 = 1.96$ m.



$$\begin{aligned} A &= Bt = 1.96 \times 1 = 1.96 \text{ m}^2. \\ e &= B/6 - B_r = 1.96/6 - 0.0055 = 0.321 \text{ m.} \end{aligned}$$

La suma de fuerzas horizontales, es:

$$\Sigma H = 610.5 \times 0.9208^2 + 1836.51 \times 0.9208 + 1666.918 = 517.626 + 1691.06 + 1666.918 = 3,875.60 \text{ Kg.}$$

DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS UNITARIOS NORMALES en la Zona III.

a) A presa llena.

Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis.

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{7728}{1.96} \left(1 + \frac{6(0.321)}{1.96} \right) = 3942.86(1.9827) = 7,817.32$$

$$\sigma_1 = 7,817 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.782 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{7728}{1.96} \left(1 - \frac{6(-0.321)}{1.96} \right) = 3942.86(0.01735) = 68.4$$

$$\sigma_2 = 68.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.0068 \text{ kg/cm}^2$$

Como σ_1 y σ_2 son menores que $\sigma_p = 31.03 \text{ Kg/cm}^2$, entonces está bien.

b) A presa vacía.

Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis. La excentricidad como la resultante a presa vacía coincide con el límite del tercio medio, se tiene $e = B/6 = 1.96/6 = 0.3267 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{9,425}{1.96} \left(1 + \frac{6(0.3267)}{1.96} \right) = 4808.67(2.0) = 9,617.34$$

$$\sigma_1 = 9,617.34 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.962 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{9,425}{1.96} \left(1 - \frac{6(-0.3267)}{1.96} \right) = 4,808.67(0.0) = 0$$

$$\sigma_2 = 0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0 \text{ kg/cm}^2$$

Como σ_1 y σ_2 son menores que $\sigma_p = 31.03 \text{ Kg/cm}^2$, entonces está bien.

Determinación de rasantes.

a) A presa llena

a.1. Fricción solamente

$$\frac{\sum H}{\sum V} = \frac{3,875.6}{7,728} = 0.502 (= \operatorname{tg}\varphi) < f = 0.75,$$

(Valor tomado de la Tabla 1), y como se satisface, ya no se analiza el F.S.D.

b) A presa vacía.

c)

$$\frac{\sum H}{\sum V} = \frac{971}{9,425} = 0.103 (= \operatorname{tg}\varphi) < f = 0.75$$

Como se satisface, ya no se analiza el F.S.D.

Conclusiones Zona III:

Presa Llena:

$$\sum V = 7,728 \text{ Kg}$$

$$\sum H = 3,876 \text{ Kg}$$

$$e = 0.321 \text{ m}$$

$$\operatorname{Br}(\sum V) =$$

$$0.0055 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 0.782$$

$$\text{Kg/cm}$$

$$\sigma_2 = 0.0068 \text{ Kg/cm}$$

$$\sum H / \sum V = 0.502$$

Presa Vacía:

$$\sum V = 9,425 \text{ Kg}$$

$$\sum H = -971 \text{ Kg}$$

$$e' = -0.327 \text{ m}$$

$$\operatorname{Br}(S_v) = 0 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 0.962 \text{ Kg/cm}$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ Kg/cm}$$

$$\sum H / \sum V = 0.103$$

$$X = 0.9208 \text{ m}$$

$$B = 1.96 \text{ m}$$

Calculo de la zona IV.

A la profundidad de: $(L.B.+x+x_2=0.6+1.356+0.9208=)$ 2.8768 m se inicia la zona IV. Esta zona exige que el talud de aguas abajo se incline ligeramente, así como que el talud de aguas arriba deje de ser vertical para inclinarse ligeramente, a fin de que la resultante de todas las fuerzas a presa llena y a presa vacía, siga pasando dentro del tercio medio. Conforme los esfuerzos máximos han ido aumentando, los esfuerzos del paramento aguas abajo a presa llena son más intensos, por lo que en este lado es donde primero se llega a los límites de las resistencias admitidas por los materiales de la cortina y la cimentación. La altura a la cual se llegue a los límites de las resistencias, en el plano bajo estudio, será el final de la Zona IV.

Para el cálculo de esta zona, se sigue el procedimiento siguiente:

1. A la altura de 2.877 m correspondiente a las zonas I, II y III de la cortina, normalmente se agrega una altura de 10 m, pero en este caso la altura máxima es de 8.6 m, por lo que la altura de la zona IV es de (8.60-2.877 m) 5.723 m, por lo que se analiza con estas las condiciones de trabajo de la sección.

2. Se sustituyen todas las fuerzas debidas al peso de la cortina y a las fuerzas sísmicas originadas por estos pesos, que actúan sobre la porción de cortina arriba del tramo considerado, por las componentes RZ y RY de su resultante, a presa llena, y RZ' y RY' a presa vacía.

3. Se expresan todas las fuerzas que obran sobre la cortina en la porción considerada, arriba del plano de corte, en función de los taludes aguas abajo y aguas arriba.

4. Se procede por tanteos, asignando valores a los taludes hasta que satisfagan todas las condiciones de estabilidad y resistencia de la sección.

5. Una vez encontrados los taludes que producen una sección de corte que satisfaga todas las condiciones, se considera como aceptada toda la porción de cortina arriba de esa sección.

6. Para cuando las alturas son considerables, aquí es donde se adiciona otra porción de 10 m, hasta alcanzar la altura máxima siguiendo el mismo procedimiento establecido.

El límite inferior de la zona IV se alcanza cuando los esfuerzos principales en el paramento aguas abajo por su magnitud, alcanzan su valor límite.

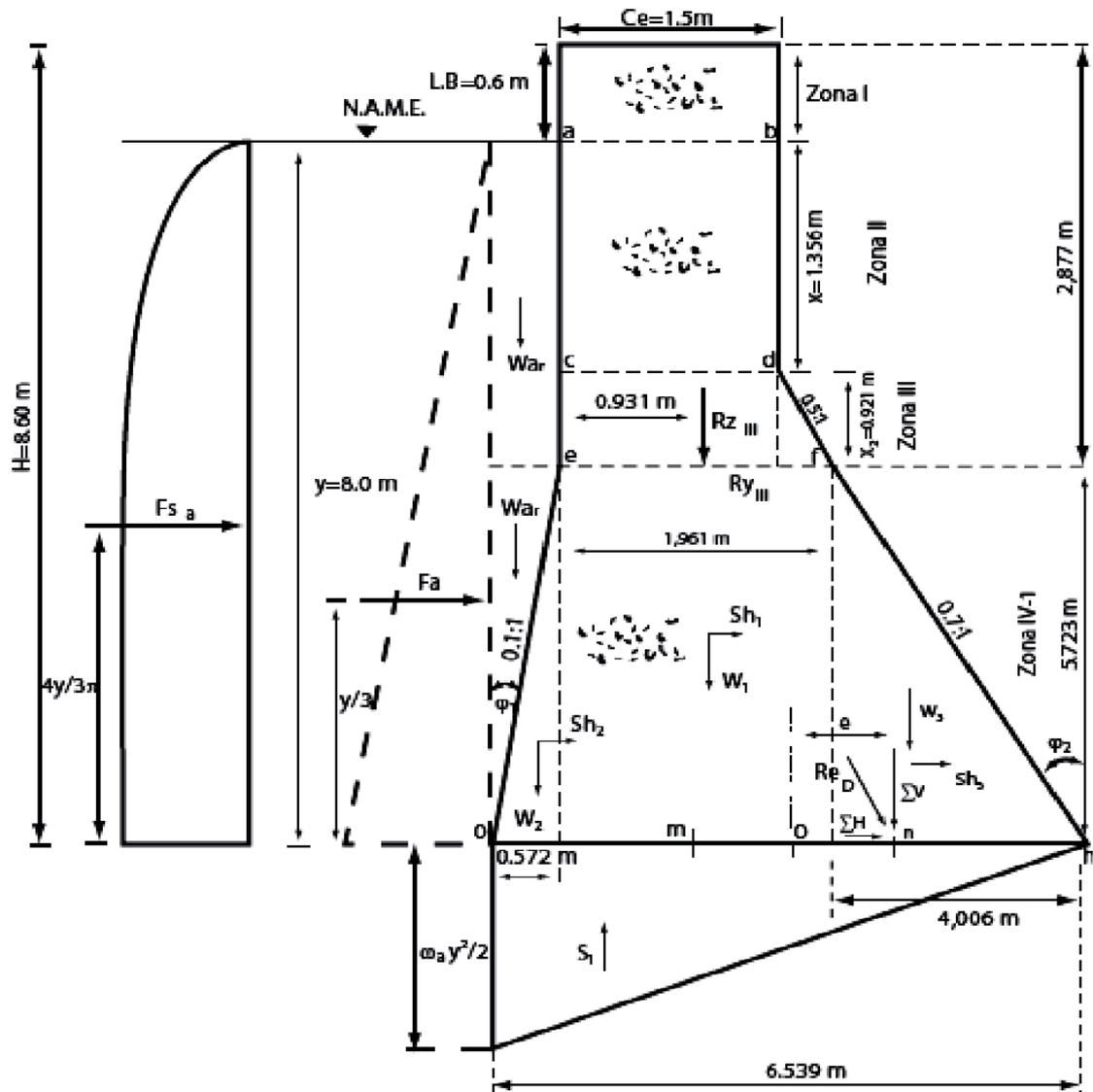


FIGURA 37. FUERZAS ACTUANTES EN EL CÁLCULO DE LA ZONA IV-1, A PRESA LLENA.

- a) Análisis a Presa Llena.
- b)

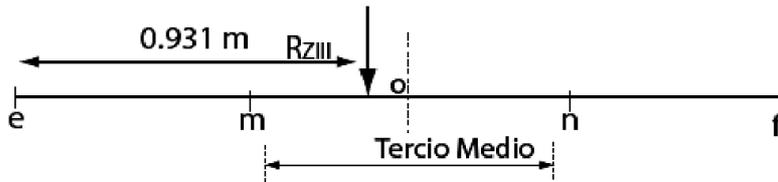
Determinación de R_{ZIII} y de R_{YIII} .

Cuadro de análisis para el cálculo de las resultantes Z y Y hasta la zona III a Presa llena, tomando momentos con respecto a “e” (paramento aguas arriba).

El brazo de la resultante, es:

$B_R = \Sigma M / \Sigma V = 9272.04 / 9960.63 = 0.931$ m con respecto a "e" y $B = 1.5 + 0.5 \times 0.9208 = 1.96$ m, siendo al centro 0.98 m, o sea que se tiene una excentricidad de 0.049 m.

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _V	F _H		
(1)	W	$1.5 \times 2.877 \times 2200$	9494.1		$Ce/2 = 1.5/2 = 0.75$	7120.6
(2)	Sh ₁	$0.1W_1' = 0.1 \times 9494.1$		949.4	$2.877/2 = 1.4385$	1365.71
(3)	W ₂ '	$(0.5 \times 0.921^2 / 2) 2200$	466.53		$1.5 + (0.5 \times 0.921) / 3 = 1.6535$	771.41
(4)	Sh ₂ '	$0.1W_2' = 0.1 \times 466.53$		46.65	$0.921/3 = 0.307$	14.322
			9960.63	996.05		9272.04
			(Σ V) (Σ H)			(Σ M)



De lo anterior los resultados son:

$R_{ZIII} = 9960.63$ Kg; $R_{YIII} = 996.05$ Kg

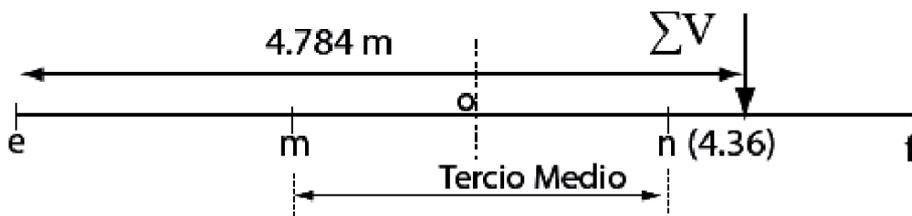
$B_R = 0.931$ m

Cuadro de análisis para el cálculo de la zona IV-1 a Presa llena, tomando momentos con respecto a g (límite aguas arriba de la sección- en el paramento mojado).

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _V	F _H		
(1)	RZIII		9960.63		$0.1 \times 5.723 + 0.931 = 1.5033$	14,973.8
(2)	RYIII			996.05	5.723	5,700.39
(3)	W1	$1.961 \times 5.723 \times 2,200$	24690.2		$1.961/2 + 0.572 = 1.5525$	38,331.5
(4)	Sh1	$0.1W1 = 0.1 \times 24690.2$		2469	$5.723/2 = 2.862$	7,065
(5)	W2	$0.572 \times 5.723 \times 2200$	7201.8		$2(0.572)/3 = 0.381$	2,746.3
(6)	Sh2	$0.1W2 = 0.1 \times 7201.8$		720.2	$5.723/3 = 2.723$	1,961.1
(7)	W3	$4.006 \times 5.723 \times 2200 / 2$	25219		$0.572 + 1.961 + 4.006 / 3 = 3.828$	96,546.7
(8)	Sh3	$0.1W3 = 0.1 \times 25219$		2521.9	$5.723/3 = 1.908$	4,811.8
(9)	War	$0.572 \times 2.877 \times 1000$	1645.6		$0.572/2 = 0.286$	470.6

(10)	Wat	$0.572 \times 5.723 \times 1000 / 2$	1636.8		$0.572 / 3 = 0.191$	312.6
(11)	Fa	$\omega a y^2 / 2 = 1000(82) / 2$		32000	$8 / 3 = 2.667$	85,344
(12)	Fsa	55.5×82		3552	$4y / 3\pi = 0.4244 \times 8 = 3.395$	12,059
(13)	S1	$1000 \times 8 \times 6.359 / 2$	-25436		$6.539 / 3 = 2.18$	-55,450.5
			44918	42259.12		214872.29
			(ΣV)	(ΣH)		(ΣM)

El brazo de la resultante, es: $BR = \Sigma M / \Sigma V = 214872 / 44918 = 4.784$ m con respecto a "g" y $B = 6.539$ m, siendo al centro 3.27 m, o sea que se tiene una excentricidad de 1.514 m, cuando el límite del tercio medio se encuentra a una excentricidad de 1.09 m.



Como se sale del tercio medio la resultante, se cambia el talud aguas arriba de $m_1 = 0.1$ a 0.17 y el de aguas abajo de $m_2 = 0.7:1$ a $0.8:1$.

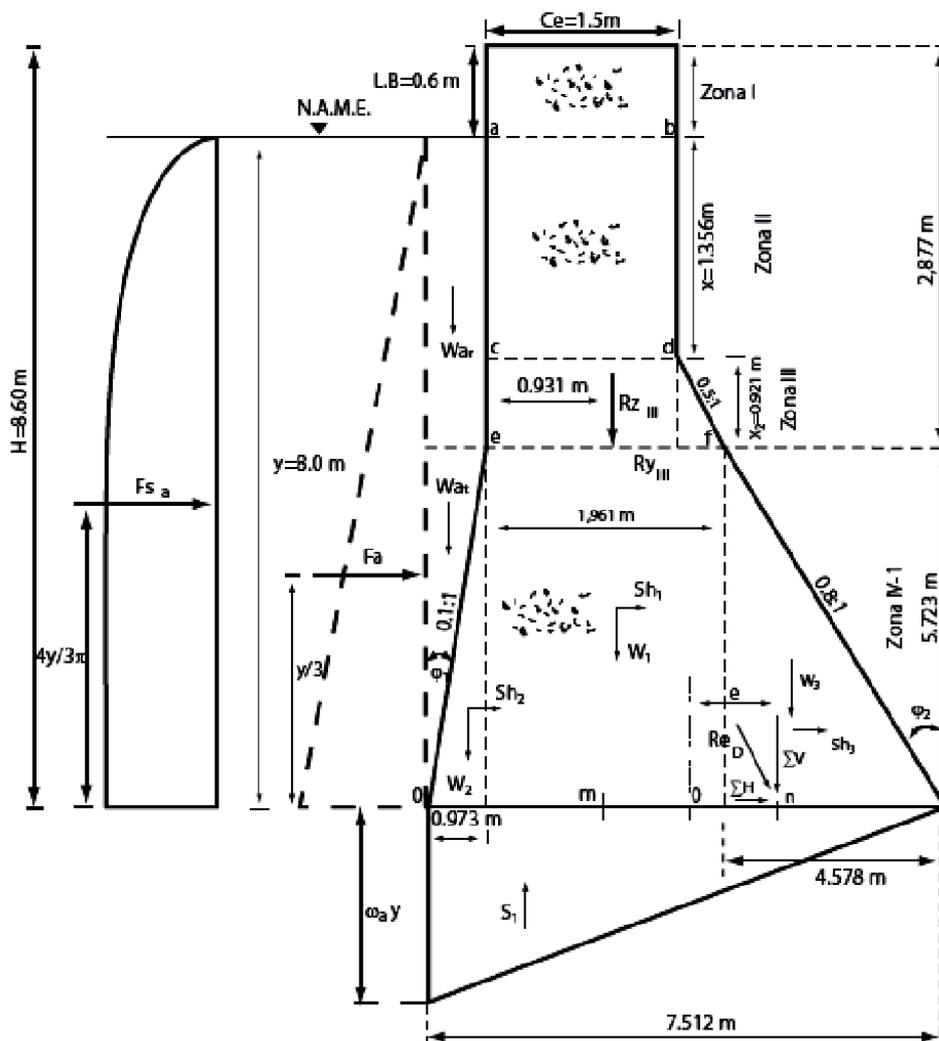


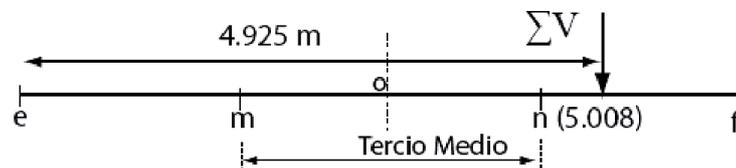
FIGURA 38. FUERZAS ACTUANTES EN EL CÁLCULO DE LA ZONA IV-1, A PRESA LLENA, CAMBIANDO EL TALUD AGUAS ARRIBA A $M_1=0.17$ Y EL DE AGUAS ABAJO A $M_2=0.8$.

Cuadro de análisis para el cálculo de la zona IV-1 a Presa llena, tomando momentos con respecto a g (límite aguas arriba de la sección- en el paramento mojado) y cambiando el talud aguas arriba a $m_1=0.17$ y el de aguas abajo a $m_2=0.8$.

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F_V	F_H		
(1)	R_{ZIII}		9960.63		$0.973+0.931=1.904$	18,965.04
(2)	R_{YIII}			996.05	5.723	5,700.39
(3)	W_1	$1.961 \times 5.723 \times 2,200$	24690.2		$1.961/2+0.572=1.5525$	38,331.5

(4)	Sh ₁	0.1W ₁ =0.1×24690.2		2469	5.723/2=2.862	7,065
(5)	W ₂	0.973×5.723×2200/2	6125.3		2(0.973)/3=0.649	3,975.4
(6)	Sh ₂	0.1W ₂ =0.1×6125.3		612.5	5.723/3=2.723	1,667.8
(7)	W ₃	4.578×5.723×2200/2	28820		0.572+1.961+4.578/3 = 4.059	116,980.4
(8)	Sh ₃	0.1W ₃ =0.1×28820		2882	5.723/3=1.908	5,498.9
(9)	Wa _r	0.973×2.277×1000	2215.5		0.973/2=0.4865	1,077.8
(10)	Wa _t	0.973×5.723×1000/2	2784.24		0.973/3=0.3243	903.0
(11)	Fa	ωay ² /2=1000(8 ²)/2		32000	8/3=2.667	85,344
(12)	Fs _a	55.5×8 ²		3552	4γ/3π=0.4244×8=3.395	12,059
(13)	S ₁	1000×8×6.359/2	-25436		6.539/3=2.18	-55,450.5
			49159.87	42511.6		242117.73
			(Σ V)	(Σ H)		(Σ M)

El brazo de la resultante, es: $B_R = \Sigma M / \Sigma V = 242,118 / 49,160 = 4.925$ m con respecto a "g" y $B = 7.512$ m, estando el centro a 3.756 m, o sea que se tiene una excentricidad de 1.169 m, cuando el límite del tercio medio se encuentra a una excentricidad de 1.252 m.



$$A = Bt = 7.512 \times 1 = 7.512 \text{ m}^2$$

$$e = B_r - B/2 = 4.925 - 3.756 = 1.169 \text{ m}$$

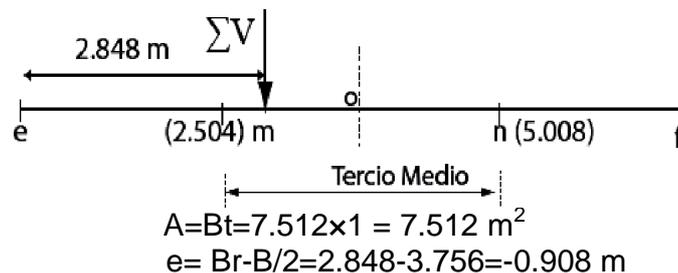
O sea que está bien, quedando el talud aguas arriba de $m_1 = 0.17$ y el de aguas abajo a $m^2 = 0.8$, para la Zona IV-1.

Análisis a presa vacía de la zona IV-1

Cuadro de análisis para el cálculo de la zona IV-1 a Presa vacía, tomando momentos con respecto a g (límite aguas arriba de la sección- en el paramento mojado).

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _V	F _H		
(1)	RZIII		9960.63		0.973+0.931=1.904	18,965.04
(2)	RYIII			996.05	5.723	5,700.39
(3)	W1	1.961×5.723×2,200	24690.2		1.961/2+0.572=1.5525	38,331.5
(4)	Sh1	0.1W ₁ =0.1×24690.2		2469	5.723/2=2.862	7,065
(5)	W2	0.973×5.723×2200/2	6125.3		2(0.973)/3 =0.649	3,975.4
(6)	Sh2	0.1W ₂ =0.1×6125.3		612.5	5.723/3=2.723	1,667.8
(7)	W3	4.578×5.723×2200/2	28820		0.572+1.961+4.578/3 = 4.059	116,980.4
(8)	Sh3	0.1W ₃ =0.1×28820		2882	5.723/3=1.908	5,498.9
			69596.1	6959.55		198184.43
			(Σ V)	(Σ H)		(Σ M)

El brazo de la resultante, es: $B_R = \Sigma M / \Sigma V = 198,184 / 69,596 = 2.848$ m con respecto a "g" y $B = 7.512$ m, estando al centro a 3.756 m, o sea que se tiene una excentricidad de -0.908 m, cuando el límite del tercio medio se encuentra a una excentricidad de -1.252 m.



Concluyendo que está bien, al pasar dentro del tercio medio.

Determinación de los esfuerzos unitarios normales en la Zona IV-1.

a) A presa llena.

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 49,160 \text{ Kg} \\ A &= 7.512 \text{ m}^2 \\ B &= 7.512 \text{ m} \\ e &= 1.169 \text{ m} \end{aligned}$$

Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis.

— — — — —

$$\sigma_1 = 12,654.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 1.265 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{49,160}{7.512} \left(1 - \frac{6(1.169)}{7.512}\right) = 6,544.2(0.066) = 431.9$$

$$\sigma_2 = 431.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.432 \text{ kg/cm}^2$$

Como σ_1 y σ_2 son menores que $\sigma_p = 31.03 \text{ Kg/cm}^2$, entonces está bien.

b) A presa vacía.

$$\Sigma V = 69,596 \text{ Kg}$$

$$A = 7.512 \text{ m}^2$$

$$B = 7.512 \text{ m}$$

$$e = -0.966 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis.

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{69,596}{7.512} \left(1 + \frac{6(-0.966)}{7.512}\right) = 9,264.64(1 - 0.772) = 2,116.4$$

$$\sigma_1 = 2,116.4 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 0.212 \text{ kg/cm}^2$$

Como: σ_1 y σ_2 son menores que $\sigma_p = 31.03 \text{ Kg/cm}^2$, entonces está bien.

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{69,596}{7.512} \left(1 - \frac{6(-0.966)}{7.512}\right) = 9,264.64(1 + 0.772) = 16,416.94$$

Determinación de rasantes.

a) A presa llena

a.1. Fricción solamente

$$\Sigma V = 49,160 \text{ Kg}$$

$$\Sigma H = 42,512 \text{ Kg}$$

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} = \frac{42512}{49160} = 0.865 (= \text{tg}\varphi) \text{ como rebasa a: } f = 0.75$$

(Valor tomado de la Tabla 1), y como no se satisface, se analiza el F.S.D.

a.2. Factor de Seguridad al deslizamiento.

$$\text{tg}\varphi = 0.75$$

$$c = 0.2\sqrt{fc} = 0.2\sqrt{140} = 2.366\text{Kg/cm}^2 = 23,660\text{Kg/m}^2$$

$$A = 7.512\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{F. D. S.} &= \frac{\Sigma V \text{tg}\varphi + 1.5CA}{\Sigma H} = \frac{49160 \times 0.75 + 1.5 \times 23660 \times 7.512}{36870 + 266601} = \frac{42512}{42512} = 7.138 > .5 \end{aligned}$$

Por lo que está bien.

b) A presa vacía

b.1 Factor de Seguridad al deslizamiento.

$$\Sigma H = 6,959\text{Kg}$$

$$\Sigma V = 69,596\text{Kg}$$

$$\text{tg}\varphi = 0.75$$

$$C = 0.2\sqrt{fc} = 0.2\sqrt{140} = 2.366 = \text{Kg/cm}^2 = 23660\text{Kg/m}^2$$

$$A = 7.512\text{m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{F. S. D.} &= \frac{\Sigma V \text{tg}\varphi + 1.5CA}{\Sigma H} = \frac{69596 \times 0.75 + 1.5 \times 23660 \times 7.512}{52197 + 266601} = \frac{6959}{6959} = 45.81 > .5 \end{aligned}$$

Por lo que está bien.

Conclusiones zona IV-1:

Presa Llena:

$$\Sigma V = 49,160\text{Kg}$$

$$\Sigma H = 42,512\text{Kg}$$

$$e = 1.1697\text{m}$$

$$Br(\Sigma V) = 4.925\text{m}$$

$$\sigma_1 = 1.265\text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.432\text{Kg/cm}^2$$

$$\text{F. S. D.} = 7.15$$

Presa Vacía:

$$\Sigma V = 69,596\text{Kg}$$

$$\Sigma H = 6,959\text{Kg}$$

$$e' = 0.908\text{m}$$

$$Br(\Sigma V) = 2.848\text{m}$$

$$\sigma_1 = 0.212\text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.642\text{Kg/cm}^2$$

$$\text{F. S. D.} = 45.81$$

$X_{IV-1} = 5.723\text{m}$, con esta se llega al lecho del cauce

$$B = 7.512\text{m}$$

Cálculo de la zona IV-2.

Para el presente ejemplo como con la zona IV-1 se alcanzó la altura máxima de la cortina, la zona IV-2 comprenderá la parte de la cimentación que al retirar el material blando queda la roca, el espesor de esta capa es de 2.00 m, tal como se observa en la Figura 39.

a) Análisis a Presa Llena.

Determinación de R_{ZIV-1} y de R_{YIV-1} .

Derivado del análisis a presa vacía de la Zona IV-1, a la ΣV , se le denominara: $R_{ZIV-1} = 69,596$ Kg y a ΣH se le denominara $R_{YIV-1} = 6,959$ Kg, que arrojo una $\Sigma M = 198,184$ Kg-m, para un Brazo de 2.848 m y una excentricidad de -0.908 m.

De lo anterior los resultados son:

$$R_{ZIV-1} = 69,596 \text{ Kg}$$

$$R_{YIV-1} = 6,959 \text{ Kg}$$

$$B_R = 2.848 \text{ m}$$

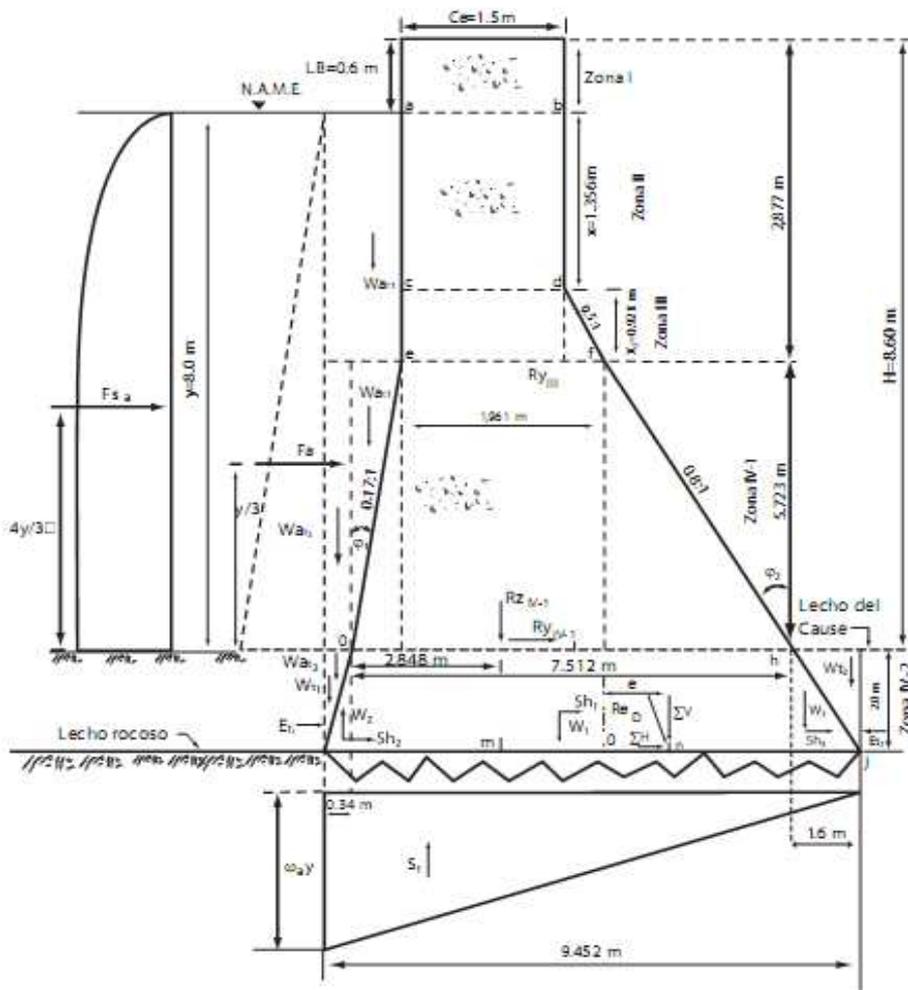


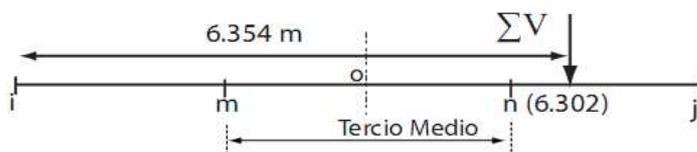
FIGURA 39. FUERZAS ACTUANTES EN EL CÁLCULO DE LA ZONA IV-2, A PRESA LLENA, QUE COMPRENDE EL ESTRATO DE LA CIMENTACIÓN HASTA EL LECHO ROCOSO.

Cuadro de análisis para el cálculo de la zona IV-2 a Presa llena, tomando momentos con respecto a "i" (límite aguas arriba de la sección- en el paramento mojado).

En el caso del empuje de tierras E_{t1} y E_{t2} como son iguales y en sentido contrario se nulifican y por lo tanto no se toman en cuenta. Para el valor de W_{t1} se considera el peso volumétrico para grado de saturación del material de lecho del cauce en la cimentación de Arena y grava de: $\omega_t=2,250 \text{ Kg/m}^3$ y para el de W_{t2} para condición seca se considera $\omega_t=1,650 \text{ Kg/m}^3$.

N°	SIMB	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
			F _V	F _H		
(1)	RZIV-1		69,596		0.34+2.848=3.188	221,872
(2)	RYIV-2			6,959	2.0	13,918
(3)	W1	2.0×7.512×2,200	33052.8		7.512/2+0.34=4.096	135,384.3
(4)	Sh1	0.1W1=0.1×33052.8		3305.3	2.0/2=1.0	3,305.3
(5)	W2	0.34×2.0×2200/2	748		2×0.34/3 =0.2267	169.6
(6)	Sh2	0.1W2=0.1×748		74.8	2.0/3=0.667	49.9
(7)	W3	1.6×2.0×2200/2	3520		0.34+7.512+1.6/3 = 8.385	29,516.4
(8)	Sh3	0.1W3=0.1×3520		352	2.0/3=0.6667	234.7
(9)	War1	0.973+0.34)×2.277×1000	2989.7		(0.973+0.34)/2=0.6565	1,962.7
(10)	War2	0.34×5.723×1000	1945.8		0.34/2=0.17	330.8
(11)	Wat1	0.973×5.723×1000/2	2784.24		0.34+0.973/3=0.6643	1,849.6
(12)	Wat2	0.34×2.0×1000/2	340		0.34/3=0.1133	38.5
(13)	Wt1	0.34×2.0×2250/2	765		0.34/3=0.1133	86.7
(14)	Wt2	1.6×2.0×1650/2	2640		0.34+7.512+1.6×0.667=8.919	23,621.6
(15)	Fa	ωay2/2=1000(82)/2		32000	8/3+2=4.667	149,344
(16)	Fsa	55.5×82		3552	4y/3□+2=0.4244×8+2=5.395	19,164
(17)	S1	1000×10×9.452/2	-47260		9.452/3=3.151	-148,916.3
			71,122	46,243		451,932
			(ΣV)	(ΣH)		(ΣM)

El brazo de la resultante, es: $B_R = \Sigma M / \Sigma V = 451,932 / 71,122 = 6.354$ m con respecto a "i" y B= 9.452 m, siendo al centro 4.726 m, o sea que se tiene una excentricidad de 1.628 m, cuando el límite del tercio medio se encuentra a una excentricidad de 1.575 m.



Como se sale del tercio medio se modifica el talud aguas abajo cambiándolo de 0.8 a 0.86, dejándose el de aguas arriba en 0.17:1. Cuadro de análisis para el cálculo de la zona IV-2 a Presa llena, tomando momentos con respecto a "i" (límite aguas arriba de la sección- en el paramento mojado), modificando el talud aguas abajo de 0.8 a 0.86:1.

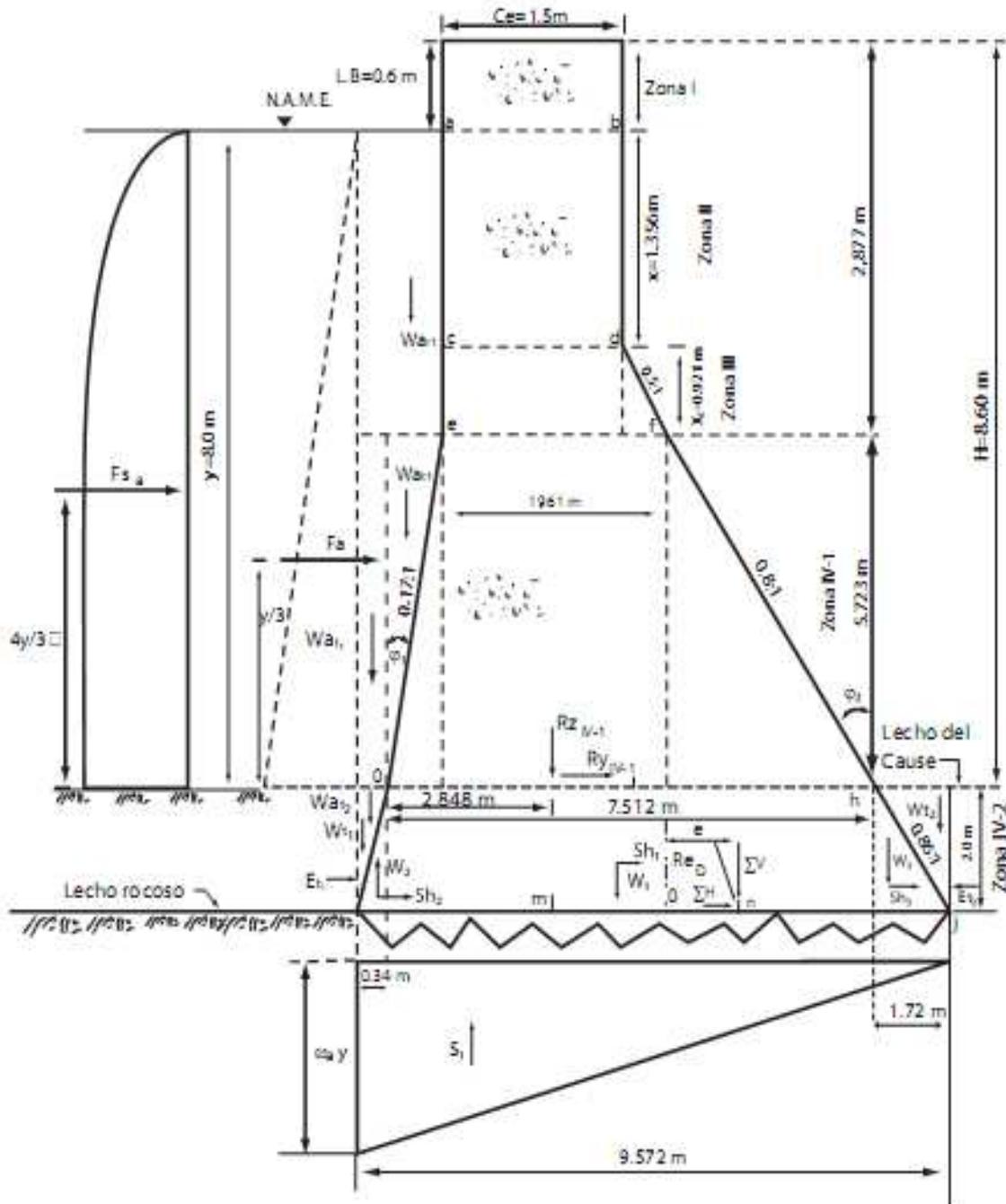
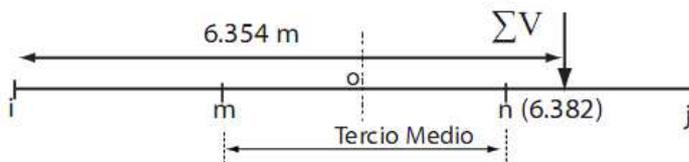


FIGURA 40. FUERZAS ACTUANTES EN EL CÁLCULO DE LA ZONA IV-2, A PRESA LLENA, CAMBIANDO EL TALUD AGUAS ABAJO DE $M2=0.80$ A 0.86 .

N°	SIMB	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m)
			F _V	F _H		
(1)	RZIV-1		69,596		0.34+2.848=3.188	221,872
(2)	RYIV-2			6,959	2.0	13,918
(3)	W1	2.0×7.512×2,200	33052.8		7.512/2+0.34=4.096	135,384.3
(4)	Sh1	0.1W1=0.1×33052.8		3305.3	2.0/2=1.0	3,305.3
(5)	W2	0.34×2.0×2200/2	748		2×0.34/3 =0.2267	169.6
(6)	Sh2	0.1W2=0.1×748		74.8	2.0/3=0.667	49.9
(7)	W3	1.6×2.0×2200/2	3520		0.34+7.512+1.6/3 = 8.385	29,516.4
(8)	Sh3	0.1W3=0.1×3520		352	2.0/3=0.6667	234.7
(9)	War1	0.973+0.34)×2.277×1000	2989.7		(0.973+0.34)/2=0.6565	1,962.7
(10)	War2	0.34×5.723×1000	1945.8		0.34/2=0.17	330.8
(11)	Wat1	0.973×5.723×1000/2	2784.24		0.34+0.973/3=0.6643	1,849.6
(12)	Wat2	0.34×2.0×1000/2	340		0.34/3=0.1133	38.5
(13)	Wt1	0.34×2.0×2250/2	765		0.34/3=0.1133	86.7
(14)	Wt2	1.6×2.0×1650/2	2640		0.34+7.512+1.6×0.667=8.919	23,621.6
(15)	Fa	ωay2/2=1000(82)/2		32000	8/3+2=4.667	149,344
(16)	Fsa	55.5×82		3552	4y/3π+2=0.4244×8+2=5.395	19,164
(17)	S1	1000×10×9.452/2	-47260		9.452/3=3.151	-148,916.3
			71,122	46,243		451,932
			(ΣV)	(ΣH)		(ΣM)

El brazo de la resultante, es: $B_R = \Sigma M / \Sigma V = 452,430 / 70,984 = 6.374$ m con respecto a "i" y B= 9.572 m, siendo al centro 4.786 m, o sea que se tiene una excentricidad de 1.588 m, cuando el límite del tercio medio se encuentra a una excentricidad de 1.595 m.



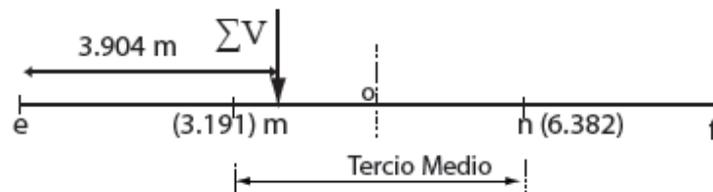
Por lo que está bien diseñada esta zona, quedando el talud aguas abajo en $m_2=0.86$, y el de aguas arriba en 0.17:1 para la Zona IV-2.

Análisis a presa vacía de la zona IV-2.

Cuadro de análisis para el cálculo de la zona IV-2 a Presa vacía, tomando momentos con respecto a "i" (límite aguas arriba de la sección- en el paramento mojado).

N°	SIMBOLO	DETALLE DE CÁLCULO	FUERZA (KG)		BRAZO (m)	MOMENTO (kg/m)
			F _V	F _H		
(1)	RZIV-1		69,596		0.34+2.848=3.188	221,872
(2)	RYIV-2			6,959	2.0	13,918
(3)	W ₁	69,596	33052.8		7.512/2+0.34=4.096	135,384.3
(4)	Sh ₁	0.1W ₁ =0.1×33052.8		3305.3	2.0/2=1.0	3,305.3
(5)	W ₂	0.34×2.0×2200/2	748		2×0.34/3 =0.2267	169.6
(6)	Sh ₂	0.1W ₂ =0.1×748		74.8	2.0/3=0.667	49.9
(7)	W ₃	1.72×2.0×2200/2	3784		0.34+7.512+1.72/3 = 8.4253	31,881.5
(8)	Sh ₃	0.1W ₃ =0.1×3784		378.4	2.0/3=0.6667	252.3
(9)	Wt1	0.34×2.0×2250/2	765		0.34/3=0.1133	86.7
(10)	Wt2	1.72×2.0×1650/2	2838		0.34+7.512+1.72×0.667=9.0	25,542
			110,784	10,718		
			(Σ V)	(Σ H)		(Σ M)

El brazo de la resultante, es: $B_R = \Sigma M / \Sigma V = 432,462 / 110,784 = 3.904$ m con respecto a "i" y $B = 9.572$ m, estando al centro a 4.786 m, o sea que se tiene una excentricidad de -0.882 m, cuando el límite del tercio medio se encuentra a una excentricidad de -1.595 m.



$$A = Bt = 9.572 \times 1 = 9.572 \text{ m}^2$$

$$e = B_r - B/2 = 3.904 - 4.786 = -0.882 \text{ m}$$

Concluyendo que está bien, al pasar dentro del tercio medio. Determinación de los esfuerzos unitarios normales en la Zona IV-2.

a) A presa llena.

$$\Sigma V = 70,984 \text{ Kg}$$

$$A = 9.572 \text{ m}^2$$

$$B = 9.572 \text{ m}$$

$$e = 1.588 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{70,984}{9.572} \left(1 + \frac{6(1.588)}{9.572} \right) = 7,415.8(1.995) = 14,797.5$$

$$\sigma_1 = 14,797.5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 1.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{70,984}{9.572} \left(1 - \frac{6(1.588)}{9.572} \right) = 7,415.8(0.005) = 37.08$$

$$\sigma_2 = 37.08 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.037 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis.

Como σ_1 y σ_2 son menores que $\sigma_p = 31.03 \text{ Kg/cm}^2$, entonces está bien.

b) A presa vacía.

$$\Sigma V = 110,784 \text{ Kg}$$

$$A = 9.572 \text{ m}^2$$

$$B = 9.572 \text{ m}$$

$$e = -0.882 \text{ m}$$

Cálculo de los esfuerzos en la base de la sección de análisis.

$$\sigma_2 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{110,784}{9.572} \left(1 + \frac{6(-0.882)}{9.572} \right) = 11,573.8(1 - 0.553) = 5,175.08$$

$$\sigma_1 = 5,175.1 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} = 5.175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{\Sigma V}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{110,784}{9.572} \left(1 - \frac{6(-0.882)}{9.572} \right) = 11,573.8(1 + 0.553) = 17,974.1$$

$$\sigma_2 = 17,974.1 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.80 \text{ kg/cm}^2$$

Como σ_1 y σ_2 son menores que $\sigma_p = 31.03 \text{ Kg/cm}^2$, entonces está bien.

Determinación de rasantes.

c) A presa llena

a.1. Fricción solamente

Como ya en la anterior zona no se satisfizo entonces, se analiza el F.S.D.

a.2. Factor de Seguridad al deslizamiento.

$$\begin{aligned}\sum V &= 70,984 \text{ Kg} \\ \sum H &= 46,270 \text{ Kg} \\ \text{tg } \varphi &= 0.75\end{aligned}$$

$$C = 0.2\sqrt{fc} = 0.2\sqrt{140} = 2.366 = \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 23,660\text{Kg/m}^2$$

$$A = 9.572\text{m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{F. S. D.} &= \frac{\sum V \text{tg} \varphi + 1.5CA}{\sum H} = \frac{70,984 \times 0.75 + 1.5 \times 23660 \times 9.572}{46,270} \\ &= \frac{53,238 + 339,710}{46,270} = \frac{392,948}{46,270} = 8.493 > .5\end{aligned}$$

Por lo que está bien.

d) A presa vacía

b.1 Factor de Seguridad al deslizamiento.

$$\begin{aligned}\sum V &= 70,984 \text{ Kg} \\ \sum H &= 46,270 \text{ Kg} \\ \text{tg } \varphi &= 0.75\end{aligned}$$

$$C = 0.2\sqrt{fc} = 0.2\sqrt{140} = 2.366 = \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 23,660\text{Kg/m}^2$$

$$A = 9.572\text{m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{F. S. D.} &= \frac{\sum V \text{tg} \varphi + 1.5CA}{\sum H} = \frac{110,784 \times 0.75 + 1.5 \times 23660 \times 9.572}{10,718} \\ &= \frac{83,088 + 339,710}{10,718} = \frac{422,798}{10,718} = 39.45 > .5\end{aligned}$$

Por lo que está bien.

Conclusiones zona IV-2:

Presa Llena:

$$\Sigma V = 70,984 \text{ Kg}$$

$$\Sigma H = 46,270 \text{ Kg}$$

$$e = 1.588 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Br(\Sigma V) \\ = 6.374 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_1 \\ = 0.037 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 \\ = 1.48 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$F.S.D. = 8.493$$

Presa Vacía:

$$\Sigma V = 110,784 \text{ Kg}$$

$$\Sigma H = 10,718 \text{ Kg}$$

$$e' = -0.882 \text{ m}$$

$$Br(\Sigma V) = 3.904 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 5.175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F.S.D. = 39.45$$

$X_{IV-1} = 2.0 \text{ m}$, el espesor de la capa de cimentación

$$B = 7.512 \text{ m}$$

CONCLUSIÓN FINAL.

CON LOS TALUDES DISEÑADOS, TODAS LAS SECCIONES CUMPLEN CON LOS REQUISITOS DE ESTABILIDAD.

Datos para el dibujo de las líneas de presiones a presa llena y a presa vacía (dimensiones en m).

SECCIÓN	B	B/3	2B/3	BR(ΣV)	BR($\Sigma V'$)	TALUD A.ARRIBA (m1)	TALUD A.ABAJO (m2)	ALTURA SECCION
a-b	1.5							0.6
c-d	1.5	0.5	1.0	1.0	0.652	0	0	1.356
e-f	1.96	0.653	1.307	1.3015	0.653	0	0.5	0.921
g-h	7.512	2.504	5.008	4.925	2.848	0.17	0.8	5.723
i-j	9.572	3.191	6.382	6.374	3.904	0.17	0.86	2.0

5. CONCLUSIONES.

- 1) De acuerdo con el presente trabajo una de las conclusiones consiste en el empleo de los diferentes métodos que existen para la estimación de avenidas máximas de corrientes superficiales no aforadas. Dado que en México no contamos con estadísticas completas y exactas de datos de aforos para estas corrientes se emplean métodos empíricos para avenidas máximas, llegando como conclusión que uno de los métodos más eficientes utilizado en este trabajo, es el método de las envolventes como método empírico.
- 2) En cuanto a la metodología establecida para el diseño y cálculo del muro de la obra con los taludes diseñados, todas las secciones cumplen con los requisitos de estabilidad.
- 3) El diseño establecido para el sistema de riego en este trabajo cumple con los requisitos agronómicos, hidráulicos y económicos.
- 4) Se menciona que 1 ha riego es de 7 veces más productiva que una hectárea de terreno de agricultura de temporal tradicional.
- 5) Los productores y la población en general de la región tomaron consciencia de la cultura de la conservación de los recursos naturales y sensibilizaron ante los beneficios que aporta el realizar acciones para la cosecha del agua.
- 6) Para este fin, se hace necesario controlar el escurrimiento en nuestros ríos y arroyos, para que dejen de ser una amenaza para los pueblos y su caudal sea en provecho para los mismos y no se desperdicien inútilmente al descargar sus aguas con los mares. Al controlar dichas corrientes, grandes extensiones de tierra que en la actualidad son de temporal, se pueden incorporar en una agricultura intensiva, diversificada y productiva.

6. LITERATURA CITADA.

- UNESCO/mundi-prensa.,Libros.2003. “Agua para todos agua para la vida”. Informe de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos.
- National Geographic. Reporte Especial. Agua-como obtener más y vivir con menos.vol n°26.abril 2010.Edit.Televisa S.A de C.V .
- Arteaga Tovar R.; “Normas y Criterios de Diseño de Presas de Almacenamiento”, Depto.De Irrigacion,Universidad Autónoma Chapingo.Chapingo Edo.De Mexico.2004.
- SRH. (1978) “Obras de Toma en Presas de Almacenamiento”,SRH,Dir,Gral.,De Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural.Mexico,D.F.
- Arteaga Tovar R.,E.; “Curso Obras y Proyecto de Obras Hidraulicas”,Depto.De Irrigacion,Universidad Autónoma Chapingo.Chapingo Edo.de México.(de 1998 a 2008)
- Sánchez, Bribiesca José Luis; “Introducción del Diseño de Obras de Excedencias”.SARH.Mexico, 1997.E-40.
- Sotelo, Ávila Gilberto; “Hidráulica General 1”.Limusa, México, 1995.
- Sotelo, Ávila Gilberto; “Apuntes de Hidráulica II”. Capitulo 8. Diseño Hidráulico de Obras. México, UNAM.2001.
- Seccion de graduados: Diseño de Presas .I.P.N.-E.S.I.A México.
- Marsal y Resendiz; Presas de tierra y Enrocamiento.
- Presas Derivadoras construidas en México SARH.1977.
- Presas, C.E.C.Resendiz, Martínez, Ing. Luis,U.N.A.M. México 1967.
- Acervo Bibliográfico, Subdirección de Infraestructura Hidroagricula, OCRB, Comisión Nacional del Agua, Monterrey, N.L.

7. ANEXOS

REPORTE FOTOGRAFICO DEL DISEÑO, CÁLCULO Y CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA HIDROAGRÍCOLA.











