



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA CHAPINGO

POSGRADO EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y
USO INTEGRAL DEL AGUA

MODELO “MODSIM” DE ASIGNACIÓN DE AGUA
EN LA CUENCA DEL RÍO TULA,
ESTADOS DE MÉXICO E HIDALGO.

T E S I S

QUE COMO REQUISITO PARCIAL
PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN CIENCIAS
EN INGENIERÍA AGRÍCOLA
Y USO INTEGRAL DEL AGUA

PRESENTA:

RUBEN ARMENDARIZ RUBIO

Julio de 2007



Chapingo, Estado de México

**MODELO “MODSIM” DE ASIGNACIÓN DE AGUA EN LA CUENCA
DEL RÍO TULA, ESTADOS DE MÉXICO E HIDALGO**

Tesis realizada por **Rubén Armendáriz Rubio** bajo la dirección del Comité Asesor indicado, aprobada por el mismo y aceptada como requisito parcial para obtener el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS EN INGENIERÍA AGRÍCOLA Y USO INTEGRAL DEL AGUA

DIRECTOR:



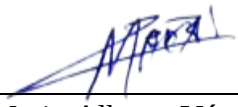
Dra. Laura Alicia Ibáñez Castillo

ASESOR:



Dr. Ramón Arteaga Ramírez

ASESOR:



Dr. Mario Alberto Vázquez Peña

DEDICATORIAS

A mis padres María Amparo y Rito, por su empeño en mostrarme el camino hacia la superación personal, con su ejemplo de esfuerzo en el trabajo y por compartirme sus valores; los cuales me han permitido llevar una vida sin sobresaltos.

A mi esposa Angelina y a mis queridas hijas Beatriz Daniela y Viviana, por el respaldo que siempre me han brindado en el seno de la familia que hemos llegado a formar y en la que he encontrado el refugio apropiado para cosechar la alegría de vivir y las fuerzas para perseguir nuestras metas y con el deseo de que en un futuro tengan mejores logros que el que este esfuerzo representa.

A mis 9 hermanos de sangre y a todos con quienes tengo un parentesco adquirido por voluntad, con el deseo de que continúen esforzándose para el mejor logro de sus anhelos personales y de sus familias.

AGRADECIMIENTOS

Quiere primeramente agradecer a la Comisión Nacional del Agua, institución en la que he encontrado la oportunidad de alcanzar el desarrollo profesional y en cuya antecesora la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, tuve la suerte de ingresar como analista de proyectos del sector Hidráulico, hace unos 25 años.

Mi agradecimiento a la Coordinación del Postgrado de Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua y a las autoridades de la Universidad Autónoma Chapingo, primeramente por recibirnos como alumnos y por su apoyo durante todo este tiempo que acudimos a sus aulas. Pero especialmente a la Dra. Laura Alicia Ibáñez Castillo, al Dr. Ramón Arteaga Ramírez y al Dr. Mario Alberto Vázquez Peña, por haber aceptado formar parte del Comité Académico; por dirigir en forma desinteresada y con el máximo esfuerzo este trabajo, hasta la consecución de las metas planteadas; sacrificando para ello el valioso tiempo que pertenecía a sus familias.

En particular el agradecimiento dentro de la CNA, es para diversas personas de la Dirección Local Hidalgo, actualmente bajo la responsabilidad del Ing. Modesto Arón Mendoza Gutiérrez; de quienes he recibido un invaluable apoyo para la realización de este postgrado, incluyendo el financiamiento de las inscripciones; de los traslados a Chapingo y principalmente con el tiempo de jornada laboral que fue necesario destinar durante muchos viernes para acudir a las aulas.

Mi agradecimiento también para todas aquellas personas que laboran en la CNA y en otras instituciones, quienes en forma desinteresada compartieron conmigo información muy útil para el desarrollo de este trabajo y que este espacio sería insuficiente para nombrarlas, con el riesgo de omitir algunos nombres, por supuesto en forma involuntaria.

DATOS BIOGRÁFICOS

Rubén Armendáriz Rubio nació en el 27 de enero de 1959, en Torreón de Cañas, una pequeña localidad del norte de México, en el estado de Durango. Después de realizar los estudios del nivel básico, en una escuela Secundaria Técnica Agropecuaria; en 1976 ingresó a la Universidad Autónoma Chapingo en donde después de 7 años de estancia, se graduó como Ingeniero Agrónomo Especialista en Irrigación.

En 1982 ingresó a la extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, desarrollando trabajos de analista de proyectos de Infraestructura Hidroagrícola. En esta institución, que se convirtió en la actual Comisión Nacional del Agua ha seguido laborando; desempeñándose como Especialista en las áreas de Formulación y Evaluación de Proyectos e Ingeniería de Ríos y Presas, para lo cual la institución le dio la oportunidad de capacitarse en cursos de especialización entre los que se mencionan un Diplomado en Administración en el Campus Ciudad de México de la Universidad La Salle y un Diplomado en Evaluación Social de Proyectos de Agua en el Instituto Tecnológico Autónomo de México, un curso de Planificación de Redes de Riego a presión en Israel y un curso de Sedimentología en Cursos Fluviales en la Universidad de Uruguay.

En el verano de 2005 ingresó, con el apoyo de la Comisión Nacional del Agua, al postgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua, una vez que la Coordinación valoró su candidatura y constato que reúne los requisitos para su aceptación.

Esta felizmente casado desde 1985 y ha formado, junto con su esposa, una familia con dos hijas, con las que vive actualmente en la siguiente dirección:

Calle Poseidón No. 111
Fraccionamiento PRI-Chacón
Pachuca de Soto, Hidalgo.
C.P. 42093

MODELO “MODSIM” DE ASIGNACIÓN DE AGUA EN LA CUENCA DEL RÍO TULA, ESTADOS DE MÉXICO E HIDALGO

RESUMEN

En este trabajo se implementó el modelo MODSIM para simular la asignación de agua en la cuenca del río Tula; probando las hipótesis pertinentes para determinar la validez conceptual y de actuación del modelo. La metodología se basa en la teoría de investigación de operaciones de sistemas de redes de flujo de agua.

Mediante algoritmos de Programación Dinámica, el modelo resuelve en forma muy eficiente los sistemas de ecuaciones que se formulan para minimizar el déficit de entrega de agua en cada nodo, sujeto a una serie de restricciones de capacidad, costos y otras variables que representan físicamente el flujo del agua.

La hipótesis es que las diferencias entre los caudales que estima el modelo y los caudales registrados en ciertos nodos de la red no presentan diferencias significativas. Los resultados en este caso indican que el modelo es válido conceptualmente, sin embargo para reducir las diferencias y aceptar la validez de actuación del modelo es necesario mejorar el proceso de calibración.

Palabras clave: *Asignación de agua, Red de flujo, Programación Dinámica, MODSIM*

"MODSIM", WATER'S ALLOCATION MODEL IN TULA'S RIVER BASIN, MEXICO AND HIDALGO STATES

ABSTRACT

A model was implemented in this research project to simulate water allocation in the Tula river basin; with the objective of proving the pertinent hypotheses to determine the conceptual validity and performance of the model. The methodology is based on the operations investigation theory of water flow network systems.

By means of Dynamic Programming algorithm, the model solves in a very efficient manner the equations systems that are formulated to minimize the water delivery deficit in each node, subject to a set of capacity restrictions, costs and other variables that physically represent water flow.

The hypothesis is that the differences between the model-estimated flows and the flows registered in certain nodes of the net are not statistically significant. The results in this case indicate that the model is conceptually valid; however, in order to reduce the differences and to accept the validity of the model's performance it is necessary to improve the calibration process.

Words key: *Water allocation, flow network, Dynamic Programming, MODSIM*

CONTENIDO

INDICE DE CUADROS	ix
INDICE DE FIGURAS	x
ANEXOS.....	xiii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. OBJETIVOS	3
1.2. HIPÓTESIS	4
1.3. REVISIÓN DE LITERATURA	4
1.3.1. Los sistemas de presas y su operación	7
1.3.2. Los Modelos de Simulación en la Operación de los Sistemas de Presas	8
1.3.3. Técnicas de optimización de la operación de sistemas de presas.....	9
1.3.4. En que consiste el Modelo MODSIM?	11
2. MATERIALES Y MÉTODOS.....	13
2.1. EL MODELO MODSIM	14
2.1.1. Principales características del modelo.....	14
2.1.2. Metodología del modelo.....	15
2.1.3. Algoritmo de solución para MODSIM.....	28
2.2. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO A LA CUENCA DEL RIO TULA.....	37
2.2.1. Descripción del área de estudio.....	37
2.2.2. Información histórica del sistema.....	40
2.2.3. Esquematización de la red de flujo.....	44
2.2.4. Parámetros de los nodos de almacenamiento	47
2.2.5. Parámetros de los nodos de paso	68
2.2.7. Parámetros de los arcos de conducción	79
2.3. VALIDACIÓN DEL MODELO	81
2.3.1. Estación Hidrométrica Binola II	84
2.3.2. Estación Hidrométrica Ixmiquilpan II.....	84
2.3.3. Estación Hidrométrica Tasquillo.....	84
3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	86
3.1. El modelo y su validez	86
3.2. Demandas consuntivas para riego	93
3.3. Demandas no consuntivas para generación hidroeléctrica y otros usos	97
3.4. Caudal mínimo en los ríos Tula y Moctezuma.....	98
3.5. Disponibilidad de agua para usos futuros.....	101
3.6. Trabajos futuros.....	103
4. CONCLUSIONES.....	104
4.1. Conclusiones.....	104
4.2. Recomendaciones	105
5. LITERATURA CITADA.....	106
6. ANEXOS.....	108

INDICE DE CUADROS

Cuadro 2-1. Estaciones Hidrométricas en la cuenca del Río Tula.	40
Cuadro 2-2. Distribución de los títulos de concesión por tipo de uso	43
Cuadro 2-3. Volúmenes mensuales utilizados por los Distritos y Unidades de Riego en la cuenca del Río Tula	44
Cuadro2-4. Características de la presa Taximay	49
Cuadro 2-5. Características de la presa Requena.	53
Cuadro 2-6. Características de la presa Endhó.....	57
Cuadro 2-7. Características de la presa Javier Rojo Gómez (La Peña).....	60
Cuadro 2-8. Características de la presa Vicente Aguirre (Glondrinas)	63
Cuadro 3 9. Análisis estadístico de caudales simulados versus registrados en el nodo Binola	88
Cuadro 3-10. Análisis estadístico de caudales simulados versus registrados en el nodo Ixmiquilpan II.....	90
Cuadro 3-11. Análisis estadístico de caudales simulados versus registrados en el nodo Tasquillo.....	92

INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Diagrama esquemático utilizado por MODSIM.....	13
Figura 2- 2. Nodos creados por MODSIM.....	18
Figura 2-3. Arcos artificiales creados por MODSIM en nodos de almacenamiento.....	19
Figura 2-4. Nodo artificial de volumen.	19
Figura 2-5. Nodo artificial de demanda.....	25
Figura 2- 6. Cálculo de pérdidas en canales	26
Figura 2- 7. Conexión de nodos artificiales.....	27
Figura 2- 8. Notación utilizada por MODSIM para arcos y nodos	28
Figura 2- 9. Notación transformada en arcos y nodos usada por MODSIM.	29
Figura 2-10. Condición de optimalidad de arco	32
Figura 2-11. Aumento de flujo	36
Figura 2-12. Localización y extensión de la cuenca del río tula	38
Figura 2-13. Tendencias del volumen afluente que proviene del Valle de México.	39
Figura 2-14. Ubicación de estaciones hidrométricas en la red hidrográfica de la cuenca del río Tula	41
Figura 2-15. Distribución de los títulos de concesión, de acuerdo al volumen anual	42
Figura 2-16. Red hidrográfica de la cuenca del río Tula y de canales de los D. de R. 003, 100 y 112.	45
Figura 2-17 Representación esquemática de la red de flujo de agua en la cuenca del río Tula.....	47
Figura 2-18. Vista de la cortina y parte del vaso de la presa Taximay.....	48
Figura 2-19. Curva de elevaciones—áreas-capacidades de la presa Taximay	50
Figura 2-20. Valores característicos de capacidades de la presa Taximay, cargados al modelo	50
Figura 2-21. Tasa de evaporación y caudal natural de la presa Taximay, cargados al modelo	51
Figura 2-22. Política de operación y prioridad asignada en el modelo para la presa Taximay.....	52
Figura 2-23. Vertedor de la presa Requena.....	53
Figura 2-24. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Requena.....	54
Figura 2-25. Datos de capacidades de la presa Requena, cargados al modelo.....	54
Figura 2-26. Tasa de evaporación de la presa Requena, cargados al modelo	55
Figura 2-27. Políticas de operación y prioridad para la presa Requena; consideradas en el modelo	55
Figura 2-28. Cresta vertedora de la presa Endhó	56
Figura 2-29. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Endhó	57
Figura 2-30. Características de almacenamiento de la presa Endhó.	58
Figura 2-31. Tasa de evaporación mensual de la presa Endhó	58
Figura 32. Políticas de operación y prioridad para la presa Endhó.	59
Figura 2-33. Vista de la Presa Javier Rojo Gómez.....	59
Figura 2-34. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Javier Rojo Gómez (La Peña).....	60

Figura 2-35. Características de almacenamiento de la presa J. Rojo Gómez.....	61
Figura 2-36. Tasa de evaporación en la presa J. Rojo Gómez	61
Figura 2-37. Políticas de operación y prioridad asignada a la presa J. Rojo Gómez	62
Figura 2-38. Vista de la presa Vicente Aguirre	62
Figura 2-39. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Vicente Aguirre.....	63
Figura 2-40. Características de almacenamiento de la presa Vicente Aguirre.....	64
Figura 2-41. Tasa de evaporación mensual en el vaso de la presa Vicente Aguirre	64
Figura 2-42. Políticas de operación y prioridad asignadas a la presa Vicente Aguirre	65
Figura 2-43. Vista de la presa Debodhé	65
Figura 2-44. Características de almacenamiento de la presa Debodhé	66
Figura 2-45. Tasa de evaporación mensual en el vaso de la presa Debodhé	67
Figura 2-46. Cortina de la Presa Zimapán.....	67
Figura 2-47. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Zimapán	68
Figura 2-48. Caudales provenientes de la cuenca del Valle de México hacia el Río Tula	69
Figura 2-49. Caudales de entrada por ríos Tlautla y Rosas al río Tula y al canal El Xotho	69
Figura 2-50. Caudal natural proveniente del Emisor Profundo.....	70
Figura 2-51. Caudal natural registrado en el Río El Salto.....	71
Figura 2-52. Caudales registrados en el Río Salado a la altura de la estación La Mora ..	72
Figura 2-53. Caudales de entrada al Río Tula por el afluente Río Tlautla.	73
Figura 2-54. Caudales de entrada al Río Tula por el afluente Río Las Rosas	73
Figura 2-55. Caudales de entrada al Canal Xotho.....	74
Figura 2-56. Caudales de demanda para un modulo del Distrito de Riego 003.....	75
Figura 2-57. Prioridad de la demanda y fracción de retorno hacia un nodo especificado de la red.....	76
Figura 2-58. Caudales de demanda de módulos correspondientes al Distrito de Riego 003.....	77
Figura 2-59. Caudales de demanda de módulos que conforman el Distrito de Riego 100	78
Figura 60. Caudales de demanda para uso industrial, generación de energía y acuacultura en la cuenca del Río Tula.	79
Figura 2-61. Parámetros de capacidad, pérdidas y costos de las conducciones de agua80	
Figura 2-62. Parámetros generales para definir el tipo de simulación del modelo “Río Tula”.....	81
Figura 3-63. Comparativo entre caudales registrados y simulados en el nodo N31-65 Binola	87
Figura 3-64. Comparación entre derrames simulados y registrados en la presa Endhó...87	
Figura 3-65. Comparativo de caudales del registro histórico y simulados en la estación Ixmiquilpan II.....	89
Figura 3-66. Correlación de caudales afluentes en el nodo Ixmiquilpan II.....	89
Figura 3-67. Comparativo de caudales del registro histórico vs caudales simulados en el nodo Tasquillo.	91
Figura 3-68. Correlación de caudales afluentes en la estación Tasquillo	92
Figura 3-69. Nivel de Atención de las demandas del D de R 003.....	94
Figura 3-70. Caudales demandado y suministrado al nodo de demanda Tula	95
Figura 3-71. Nivel de atención de las demandas del Distrito de Riego 100	96

Figura 3-72. Caudales demandado y suministrado al nodo de demanda Alto Alfajayucan	96
Figura 3-73. Caudales demandados y suministrados al nodo Ajacuba	97
Figura 3-74. Caudal demandado y suministrado al uso industrial y generación de energía	98
Figura 3-75. Caudal efluente en el Río Tepeji, abajo de la presa Taximay	99
Figura 3-76. Caudal efluente en el Río Tula, abajo de la presa Requena.....	99
Figura 3-77. Caudal efluente en el Río Tula, abajo de la presa Endhó	100
Figura 3-78. Caudal efluente en el Río Alfajayucan, abajo de la presas J. Rojo Gómez y Vicente Aguirre	100
Figura 3-79. Caudal efluente en el Río Moctezuma, debajo de la presa Zimapan.....	101
Figura 3-80. Caudales demandados y suministrados por todos los usos en la cuenca del Río Tula.....	102
Figura 3-81. Resumen comparativo demandas vs suministro en la cuenca del Río Tula para todos los usos de agua	102

ANEXOS

Anexo 1. Escurrimientos medios mensuales en la estación Salidas Portal	108
Anexo 2. Escurrimientos medios mensuales en la estación Río El Salto.....	108
Anexo 3. Escurrimientos medios mensuales en la estación La Mora	109
Anexo 4. Escurrimientos medios mensuales en la estación Tlautla.....	109
Anexo 5. Escurrimientos medios mensuales en la estación Rosas.....	110
Anexo 6. Escurrimientos medios mensuales en el Km 0.000 del canal Xotho	110
Anexo 7. Derrames en la presa Endhó	111
Anexo 8. Caudales medios mensuales aforados en la estación Ixmiquilpan II.....	112
Anexo 9. Caudales medios mensuales aforados en la estación Tasquillo	113
Anexo 10. Precipitación y evaporación mensual en la estación Presa Taximay.....	114
Anexo 11. Precipitación y evaporación mensual en la estación presa Requena	115
Anexo 12. Precipitación y evaporación mensual en la estación presa Endhó.....	116
Anexo 13. Precipitación y evaporación mensual en la estación cercana a la presa J. Rojo Gómez	117
Anexo 14. Precipitación y evaporación mensual en la estación presa Vicente Aguirre.....	118
Anexo 15. Precipitación y evaporación mensual en la estación Mezquital cercana a la presa Debodhe	119
Anexo 16. Precipitación y evaporación mensual en la estación Tasquillo, cercana a la presa Zimapan	120

ABREVIATURAS USADAS

CFE	Comisión Federal de Electricidad
CNA	Comisión Nacional del Agua
CTOOH	Comité Técnico de Operación de Obras Hidráulicas
CSUDP	Nombre del software, paquete generalizado de programación dinámica, desarrollado en la Universidad del Estado de Colorado.
DP	Programación dinámica por sus siglas en inglés
DSS	Sistemas de soporte para toma de decisiones, por sus siglas en inglés
FORTTRAN	Nombre de un lenguaje de programación para computadoras, por sus siglas en inglés
ICOLD	Comisión Internacional de Grandes presas, por sus siglas en inglés
LP	Programación Lineal, por sus siglas en inglés
MODSIM	Nombre del modelo de redes de flujo empleado en este trabajo
NLP	Programación no Lineal, por sus siglas en inglés
REPDA	Registro Público de Derechos de Agua
SARH	Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos
SEMARNAT	Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales

1. INTRODUCCIÓN

Con fundamento en el mandato que se contiene principalmente en párrafo quinto del artículo 27 Constitucional y en la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento en los cuales se establece el marco jurídico; la misión de la CNA es *“Administrar y preservar las Aguas Nacionales, con la participación de la sociedad para lograr el uso sustentable del recurso”*

En esta misión, administrar y preservar las aguas nacionales significan medirlas en cantidad y calidad, calcular su disponibilidad, otorgar las concesiones, asignaciones y reservas para hacer un uso sustentable del agua

Por su parte la Visión de la CNA es *"Ser un órgano normativo y de autoridad con calidad técnica y promotor de la participación de la sociedad y de los órdenes de gobierno en la administración del agua"*.

La visión establece el cambio gradual de la CNA hacia una organización cuya función predominante será el carácter normativo y de apoyo técnico en la administración y preservación del recurso, para lo cual la institución delegará la responsabilidad de construir operar y mantener la infraestructura hidráulica urbana e hidroagrícola a las autoridades locales y usuarios, lo que implica el proceso de descentralización de la institución hacia estas instancias.

La alta capacidad técnica está referida tanto a las características del personal y de la organización como a las herramientas técnicas para el desempeño de las funciones y responsabilidades. La institución debe contar por lo tanto, con la suficiente información para la toma de decisiones y con los mecanismos adecuados para la transmisión de instrucciones, con una adecuada comunicación interna y externa, todo ello apoyado en una normatividad coherente y congruente con sus responsabilidades, lo cual redundará en que la organización responda con efectividad y eficiencia a las necesidades de la población y a la atención de emergencias.

Para alcanzar la alta capacidad técnica, la organización ha iniciado un amplio proceso de desconcentración de funciones, programas y recursos de sus Áreas Centrales a las Gerencias Regionales (Organismos de Cuenca de acuerdo con recientes reformas a la Ley de Aguas Nacionales), lo cual permitirá la adecuada planeación hidráulica al nivel de cuencas hidrológicas, el acercamiento de la institución con los usuarios, una mayor autonomía en la toma de decisiones y la implantación de soluciones acordes a las problemáticas regionales.

Los instrumentos que se le confieren a la CNA en la Ley de Aguas Nacionales tienen por objeto regular la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas, su distribución y control, así como la preservación de su calidad para lograr su desarrollo integral sustentable.

En particular para la CNA es imprescindible conocer la disponibilidad de agua a distintos niveles de las regiones hidrológicas y/o cuencas de las principales corrientes que se constituyen como fuentes de agua para los usos Agrícola-pecuario, Público-Urbano-Industrial, Generación de Energía, Turístico, Acuacultura y preservación de los ecosistemas.

La parte esencial de la administración del agua se refiere a la administración de los derechos de uso del agua, que la Ley de Aguas Nacionales aplicable a nuestro país, define como “concesión” o “asignación” otorgada por la “Autoridad del Agua” para usar, aprovechar o explotar los recursos hídricos.

La cuenca del Río Tula, no obstante que recibe los efluentes del drenaje del área metropolitana de la Ciudad de México, mismos que se estiman crecientes en el tiempo ante el esperado crecimiento poblacional; tiene decretada una veda permanente de aguas superficiales desde la década de los cincuentas (que en 1998 fue ratificada), por lo que la “Autoridad del Agua” no puede otorgar nuevas concesiones o asignaciones en tanto dicha veda siga vigente. No obstante se enfrentan crecientes demandas de los usos Público-Urbano y sobre todo del sector agrícola, pues la extinta SARH creó una

expectativa de crecimiento de los sistemas de riego, al elaborar en 1970 el Plan Hidráulico del Centro; que consideró en sus proyecciones una mayor disponibilidad de agua derivada del crecimiento proyectado de los efluentes provenientes del drenaje del área metropolitana de la Ciudad de México, lo que parcialmente ocurrió pero que actualmente observa otra tendencia.

Los agricultores del Valle del Mezquital, amparados en dicha expectativa y con base en que observan escurrimientos importantes que se escapan al río San Juan (localizado aguas abajo de los Distritos de Riego 003 “Tula” y 100 “Alfajayucan”) siguen insistiendo en ampliar la infraestructura de riego, lo que implica para la Autoridad del Agua, otorgar o ampliar las concesiones, en tanto éstos no hagan un uso más eficiente del agua para riego en los distritos indicados arriba.

Por su parte, los balances de agua en el ámbito de cuenca, muestran que la misma enfrenta un déficit, por lo que la veda ha sido ratificada. Dichos balances se realizan mediante la aplicación de modelos simplificados que no toman en consideración algunos aspectos importantes como la ocurrencia en el tiempo de las necesidades y la disponibilidad de agua, la calidad y no solo la cantidad y los sectores usuarios antes menos prioritarios en la asignación de agua como la generación de electricidad y el cuidado de los ecosistemas.

En razón de lo anterior, se justifica ampliamente una revisión detallada del problema, para lo cual en esta tesis se aplicó el modelo “MODSIM” que considera el mayor número de dimensiones en la asignación del agua y en su manejo integrado, haciendo participar en la toma de decisiones a la sociedad como se considera en la actual misión de la CNA, con los siguientes objetivos e hipótesis:

1.1. OBJETIVOS

General. Estimar con buena aproximación a la realidad, mediante la aplicación del modelo “MODSIM”, la disponibilidad de agua en la cuenca del Río Tula, con la

finalidad de determinar la conveniencia de levantar o ratificar la veda permanente de aguas superficiales.

Específicos. Incorporar el mayor número de variables al modelo para mejorar la estimación de la disponibilidad de agua.

Considerar las demandas de agua de usuarios no tomados en cuenta, así como el caudal mínimo ecológico.

1.2. HIPÓTESIS

Hay modelos desarrollados para implementarse en la cuenca del Río Tula y que ayudan a estimar con una mayor precisión que la actual, la disponibilidad de agua, en razón de que involucran un mayor número de dimensiones para simular el manejo integrado de los recursos hídricos, en el que intervienen diferentes políticas y prioridades de asignación de derechos (concesiones o asignaciones). Es mucho más barato simular mediante modelos que pasarían bajo distintos escenarios, que hacer ensayos de prueba y error para encontrar la mejor alternativa de manejo de recursos hídricos de la cuenca del río Tula.

1.3. REVISIÓN DE LITERATURA

Casi todas las naciones y sus gobiernos consideran al agua como un bien público que requiere ser administrado por entidades gubernamentales para garantizar condiciones de equidad en el uso benéfico y sobre todo que requiere ser conservado para las futuras generaciones, pues el desarrollo de las naciones es altamente dependiente del uso sustentable de este recurso. Garduño (2001) dice que *“Un sistema sólido de derechos de agua es el primer paso hacia la gestión integrada y sustentable del Agua”*

El agua disponible ya no es suficiente en muchas regiones del mundo, porque no está en donde hace falta o no tiene la calidad requerida. Las necesidades humanas básicas, las crecientes demandas de un ambiente sano y los insumos para el desarrollo económico compiten por un recurso finito y vulnerable, lo cual genera conflictos sociales que

requieren ser atendidos mediante la implantación de sólidos sistemas de derechos de agua.

De esa manera los problemas fundamentales de las entidades, como la CNA de México (2002a), que administran los recursos hídricos son: a) asignar suficiente agua para los diferentes usuarios y empatar esas necesidades con los recursos disponibles; b) Proteger a la sociedad de los riesgos asociados con los procesos del ciclo hidrológico (inundaciones o sequías) para prevenir, controlar o mitigar los efectos de eventos extremos y c) garantizar la protección en el largo plazo de las fuentes de agua, principalmente manteniendo o mejorando la calidad de los cuerpos de agua y los ecosistemas relacionados.

Cada uno de esos problemas puede se divide en sub-problemas, de manera que la asignación del agua (concesiones o asignaciones) viene siendo parte del primer problema, lo que generalmente se aborda por parte de los encargados de manejar los recursos hídricos, mediante ensayos prueba-error o el uso de modelos de asignación. Es obvio que los ensayos prueba-error implican la pérdida de tiempo valioso y el empleo de vastos recursos bajo el riesgo de no aprovecharlos óptimamente.

Wurbs (1998) hace referencia a que los sistemas de derechos de agua proporcionan una base para: a) asignar los recursos entre los usuarios, b) proteger a los usuarios existentes para que éstos no vean disminuidos los suministros por la creciente demanda de los nuevos usuarios, y c) gobernar el reparto de flujo limitado en los almacenamientos durante las épocas de sequías, cuando los suministros son inadecuados para satisfacer todo las necesidades. Dice asimismo que los derechos de agua han jugado históricamente un gran papel en el funcionamiento del sistema de presas de almacenamiento en los estados occidentales más áridos de los Estados Unidos que en los estados orientales con recursos hídricos más abundantes. Sin embargo, menciona que los derechos de agua están aumentando en importancia a lo largo de la nación, con las crecientes demandas de los recursos hídricos por otra parte limitados.

Es a partir de que las entidades que administran el agua, establecen un sistema de derechos, que se tienen que definir reglas para operar los sistemas de almacenamiento de agua y los puntos de entrega o aprovechamiento, de modo que con éstas se logre empatar apropiadamente las demandas de agua con la oferta.

En el caso particular de México y de acuerdo con SEMARNAT (2004), la Ley de Aguas Nacionales considera en sus definiciones al REPDA, el cual proporciona información y seguridad jurídica a los usuarios de aguas nacionales y bienes inherentes a través de la inscripción de los títulos de concesión, asignación y permisos de descarga. Así, con este registro se trata de brindar seguridad jurídica a los usuarios de aguas nacionales que por hecho han venido utilizando determinado volúmenes de agua para los diferentes usos benéficos y por otra parte establecer un sistema de administración de los nuevos derechos que nuevos usuarios requieran establecer en punto específicos de las cuencas.

No obstante, la existencia de los sistemas de administración de los derechos de agua, es inevitable la existencia de conflictos a causa de usos competitivos que se derivan del crecimiento poblacional o del uso inapropiado. Es muy común que la calidad de los cuerpos de agua se vea disminuida por el uso inapropiado de los recursos naturales de las cuencas, afectando con ello los derechos del agua y motivando la aparición de conflictos entre diferentes sectores usuarios. El más común de los conflictos por el uso del agua tiene que ver con la conservación del hábitat para especies consideradas importantes en los ecosistemas acuáticos que constituyen los ríos, las lagunas, los esteros y otros cuerpos de agua naturales. Con esto se quiere hacer referencia a que los sistemas de administración de los derechos de agua ya consideran la necesidad de reservar caudales mínimos que garanticen una mínima calidad para la conservación de las especies acuáticas.

Para el caso particular de la Cuenca del Río Tula, el Ejecutivo Federal decretó, de acuerdo con sus facultades, el establecimiento de una “zona de veda” con el objeto de recuperar el equilibrio entre la oferta y la demanda de agua superficial. No obstante y de acuerdo con lo que se establece en el séptimo artículo transitorio de la Ley de Aguas

Nacionales vigente, es necesario que los estudios de disponibilidad sean actualizados a mas tardar en 2 años, cosa que a la fecha aun ha quedado pendiente.

1.3.1. Los sistemas de presas y su operación

Los sistemas de presas de almacenamiento (incluidos los cuerpos de agua naturales) se constituyen en un valioso instrumento para las entidades que administran los derechos de agua, puesto que dan mucha flexibilidad para empatar las demandas de agua con la oferta.

En México, desde principios del siglo XX se han construido presas y obras hidráulicas muy importantes que aún con más de 100 años de antigüedad continúan operando con aceptables resultados. Según datos reportados por la CNA (2005), en México, se han construido en los últimos 100 años alrededor de 4,000 presas, de las cuales 667 están clasificadas como grandes presas de acuerdo con la definición de la ICOLD. La capacidad de almacenamiento de este sistema de presas se estima en aproximadamente 150 Km³, que permiten garantizar principalmente los derechos de uso del agua para riego; así como los derechos de uso publico urbano y la generación de energía hidroeléctrica y acuacultura, entre otros usos.

En general las reglas de operación se han definido por la Comisión Nacional del Agua para cada uno de las presas trabajando en forma aislada. No obstante durante las dos pasadas décadas se han realizado esfuerzos para definir reglas de operación de algunas presas trabajando en sistema mediante el trasvasado y haciendo compatibles las extracciones para riego con los caudales a ser turbinados; al respecto Wagner y Rivera (1996) citan los casos de las presas Ignacio Allende, Benito Juárez, Adolfo Ruiz Cortines y Lázaro Cárdenas. En otros trabajos Wagner y Sánchez (2002) citan el sistema de presas Lerma-Chapala.

En el caso particular de la cuenca del río Tula, se cuenta con un sistema de presas (Taximay, Requena, Endhó, Rojo Gómez, Vicente Aguirre y Debodhé) de tamaño

apreciable que en conjunto almacenan unos 372 millones de m³; los cuales se utilizan para el suministro de agua a los Distritos de Riego 003 Tula y 100 Alfajayucan.

Las reglas de operación se han fijado en forma empírica y fundamentalmente considerando las extracciones y el trasvasado entre presas con el objeto de maximizar las superficies cosechadas en los Distritos de Riego 003 Tula y 100 Alfajayucan. En dichas reglas de operación se ha buscado compatibilizar las extracciones con el establecimiento de un nivel de operación compatible con el control de avenidas, para lo cual se observan los lineamientos emitidos por el CTOOH en el que participan la CNA, la CFE y otras entidades relacionadas con la seguridad de presas.

1.3.2. Los Modelos de Simulación en la Operación de los Sistemas de Presas

A causa de que, en las últimas décadas, la construcción de grandes proyectos de almacenamiento ha cobrado menor importancia, los esfuerzos se han enfocado en optimizar la operación de las presas existentes para atender las crecientes demandas de agua y hacer frente a los conflictos generados por los usos competitivos.

Labadie (2004) indica que por más de tres décadas han sido conducidas investigaciones intensivas a la aplicación de modelos de optimización de sistemas de presas. Este investigador cita en un artículo a otros investigadores como Yeh (1985) y Wurbs (1993), indicando que ellos han realizado una extensa revisión de aplicaciones de distintos modelos; notando una seria brecha entre desarrollos teóricos y sus implementaciones al mundo real actual. Menciona asimismo, que las razones de esta brecha son la dificultad para evaluar, pero son también las siguientes:

- *Que a muchos operadores de sistemas de presas les ha faltado confianza en modelos que pretenden reemplazar su juicio y prescribir las estrategias de solución*
- *Las limitaciones de software y hardware en el pasado, a menudo han requerido simplificaciones y aproximaciones que operadores involuntariamente aceptan*

- *Los modelos de optimización a menudo demandan matemáticamente y numéricamente más comprensión que los modelos de simulación*
- *Muchos modelos de optimización no son conducentes para incorporar el riesgo y la incertidumbre*
- *El enorme rango y variedades de métodos de optimización crea confusión acerca de la selección de una aplicación particular.*
- *Muchos métodos de optimización, como la PD, a menudo requieren el desarrollo de un programa personalizado cuando los paquetes de software generalizados no están disponibles.*

Labadie (1998) también dice que muchos de esas dificultades para usar modelos de optimización en el manejo de sistemas de presas se están superando y que esto es debido principalmente al concepto creciente de DSS y al dramático adelanto en la accesibilidad y poder de las computadoras de escritorio.

1.3.3. Técnicas de optimización de la operación de sistemas de presas

Wurbs (1996) hace una extensa descripción de las técnicas de optimización usualmente utilizadas, a nivel mundial, en la modelación de la operación de Sistemas de Presas y menciona que “en los modelos de optimización, la función objetivo es representada por expresiones matemáticas como una función de variables de decisión”. Las técnicas descritas por Wurbs (1996) son las siguientes:

a) Programación Lineal

Consiste en encontrar valores para n variables de decisión $(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$ que minimizan (o maximizan) una función objetivo de la forma:

$$x_0 = c_1x_1 + c_2x_2 + c_3x_3 + \dots + c_nx_n \dots \dots \dots (1)$$

sujeta a m ecuaciones de restricción y/o desigualdades de la forma:

$$\begin{aligned} a_{11}x_{11} + a_{12}x_{12} + \dots + a_{1n}x_{1n} &< b_1 \\ a_{21}x_{21} + a_{22}x_{22} + \dots + a_{2n}x_{2n} &< b_2 \\ &\vdots \\ A_{m1}x_{m1} + a_{m2}x_{m2} + \dots + a_{mn}x_{mn} &< b_m \end{aligned} \quad (2)$$

y sujeta a requerimientos de restricción tal que las variables de decisión sean no negativas (mayores que cero) y donde a_{ij} , c_{ij} y b_{ij} son constantes.

Se requiere considerable ingeniosidad y aproximación significativa para formular un problema real a la forma matemática requerida. Sin embargo, si el problema es propiamente formulado, hay disponibles códigos de programas de algoritmos estándar de LP para desarrollar los cálculos

Sin embargo un inconveniente de esta técnica es que muchos problemas si no es que la gran mayoría no son descritos por funciones lineales, por lo que se han desarrollado alternativas para aproximar la solución mediante la linealización de tramos de la función objetivo.

Para casos de México, la LP simple es reportada en trabajos de Chávez, citado por Ibáñez, Chávez y Mariño (1997) para obtener la política de operación de embalses con el objeto de maximizar la producción agrícola de un Distrito de Riego que es abastecido por un sistema de presas de almacenamiento. Asimismo otros autores reportan resultados para la presa Lázaro Cárdenas en la Región Lagunera, en la que se definieron políticas de operación que permiten maximizar la producción agrícola del Distrito de Riego 017 ubicado en esa región.

b) Programación Dinámica

Según cita Wurbs (1996), la DP no es precisamente un algoritmo estructurado como la LP, sino un enfoque general para resolver problemas de optimización y de la cual su

teoría y aplicaciones son tratadas a profundidad en varios libros citados por Wurbs (1996), como los de Dreyfus y Law (1977), Cooper y Copper (1981), Denaro (1982), Louis et al (1981), Esogbue (1989) y Mays y Tung (1992) que describen los fundamentos para aplicaciones específicas bajo la perspectiva de Planeación y Manejo de Recursos Hidráulicos. Sin embargo al contrario que para la LP, la disponibilidad de software generalizado para la DP es limitada.

La DP involucra la descomposición de un problema complejo en una serie de problemas simples que se resuelven secuencialmente mientras la información esencial se está transmitiendo desde una etapa de cálculo a la siguiente etapa.

Labadie (2003) describe un paquete generalizado para DP, llamado CSUDP, que es uno de los pocos programas de computadora disponibles. Fue desarrollado en la Universidad del Estado de Colorado (CSU) y se ha utilizado para un amplio rango de aplicaciones de planeación y manejo de recursos hidráulicos, incluyendo la operación de sistemas de presas. El algoritmo básico de cálculo de DP es codificado en CSUDP con el modelo del usuario, empleando inicialmente subrutinas escritas en FORTRAN y en la versión más reciente, en lenguaje C, que reflejan la función objetivo y las ecuaciones de restricción para la aplicación particular. La DP minimiza el número de combinaciones de decisión que pueden ser combinadas para encontrar el óptimo.

De la revisión de las técnicas de optimización utilizadas por los distintos modelos revisados en la literatura, se considera que el modelo MODSIM ofrece ventajas para su aplicación a la cuenca del Río Tula.

1.3.4. En que consiste el Modelo MODSIM?

Este es un modelo de propósito general para simular la operación de presas y ríos en grandes cuencas y fue desarrollado a partir de los años 70's originalmente por el Dr. John Labadie de Universidad Estatal de Colorado. Desde 1992, un acuerdo de cooperación conjunta entre la Universidad Estatal de Colorado y el Buró Americano de Reclamación de la Región Pacífico Noroeste ha producido mejoras al modelo, lo cual le

permite simular el funcionamiento físico de almacenamientos y demandas de agua con mucha flexibilidad para los usuarios; pues los datos son ingresados y analizados para periodos diarios, semanales o mensuales. Por otra parte cuenta con una interfase grafica muy fácil de emplear para establecer la red de flujo, almacenamiento y derivación del agua dentro de la cuenca o hacia otras cuencas, mediante el establecimiento de distintos tipos de nodos (almacenamiento, derivación, entrada de agua, etc.).

El software desarrollado hasta ahora para la implementación del modelo a cada caso particular tiene una considerable flexibilidad para representar demandas de uso consuntivo y los requerimientos de flujo y sus derechos de agua asociados (incluyendo posibles intercambios de derechos entre usuarios). Las operaciones de presas incluyen capacidad de almacenamiento, evaporación, derrames, generación de electricidad y otros efectos.

Asimismo el paquete CSUDP, desarrollado por Labadie (2003) provee una herramienta de fácil manejo para realizar los cálculos del algoritmo de optimización en cada nodo, a lo largo de la red.

El algoritmo de red de flujo usado por MODSIM para simular la distribución de agua necesita ver el sistema de flujo de agua como un sistema de ecuaciones lineales. Una de las ecuaciones del sistema es la función objetivo que simplemente establece que para todos los nodos en la red, la suma del flujo en cada eslabón multiplicado por el costo asignado al eslabón es el mismo valor. El costo asignado a cada nodo simplemente es un número de prioridad relativo, y el algoritmo busca minimizar el valor de la función objetivo asignando el flujo al menor costo posible, sujeto a las restricciones. Las restricciones son tales que garantizan la preservación del balance de masa en cada nodo y sobre la red completa.

La figura 1-1, tomada de Labadie, Baldo y Larson (2000) muestra un diagrama esquemático para una presa río arriba con varias demandas aguas abajo. Es posible simular esquemas complejos con almacenamientos en paralelo o en serie y distintos

tipos de demandas de agua. En forma general el modelo maneja tres situaciones posibles:

- Satisfacer la demanda total (épocas normales)
- Satisfacer menos de la demanda (épocas de sequía)
- Satisfacer mas de la demanda (épocas abundantes).

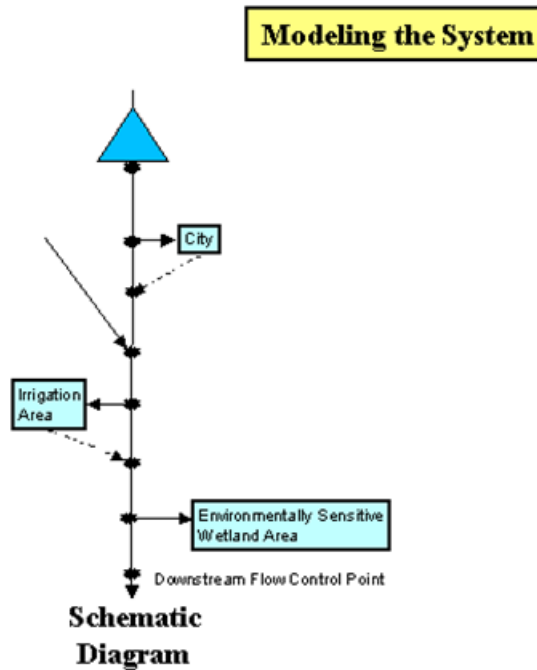


Figura 1-1. Diagrama esquemático utilizado por MODSIM.

De esa manera el funcionamiento del modelo toma en consideración las políticas de operación de almacenamientos. De hecho este modelo maneja varias políticas de operación y balances de agua en cada nodo.

En este modelo, las presas o depósitos son ejemplos de nodos de almacenamiento y las situaciones del río en donde existe una derivación (toma de agua) son un ejemplo de un nodo de no-almacenamiento (de paso).

2. MATERIALES Y MÉTODOS

Se empleó el software liberado para uso público, con el fin de implementar y calibrar el modelo desarrollado por la Universidad de Colorado, mismos que se denominan

Acquanet y MODSIM y que han sido desarrollados por el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Sao Pablo y la Universidad de Colorado respectivamente.

Se emplearon por otra parte los registros históricos sobre escurrimientos que se han registrado en las estaciones hidrométricas de la cuenca del río Tula, la cartografía para esquematizar la red hidrométrica, los datos sobre capacidad-área-elevación de las principales presas en la cuenca, los registros de volúmenes y/o caudales utilizados por los Distritos de Riego 003 y 100, los registros sobre concesiones otorgadas por la CNA a los distintos usuarios. Asimismo se emplearon todos los datos disponibles sobre los proyectos de infraestructura presentados por los usuarios a la CNA para el otorgamiento de nuevas concesiones para uso agrícola, generación de energía, etc, o también para crear las reservas de agua para el futuro y/o para proteger los ecosistemas.

2.1. EL MODELO MODSIM

2.1.1. Principales características del modelo

MODSIM es un modelo de red de flujo general que se adapta a diversos tipos de problemas como el que se refiere a la distribución del agua en redes de ríos, canales, tuberías, etc.

Una de las principales características de MODSIM es que incorpora automáticamente una serie de funciones que son comunes a la simulación de cuencas hidrográficas, sin que el usuario tenga que preocuparse en programarlas. Entre las más importantes de esas funciones se indica las siguientes, según cita Labadie (1998):

- *Los usuarios colocan tantos nodos de demanda como sean necesarios para representar las demandas de la cuenca, sean éstas consuntivas o no. El modelo atenderá a estas demandas de acuerdo con un valor de prioridad atribuido por el usuario, que varía de 1 a 99, siendo el valor de 1 la mayor prioridad. En realidad las prioridades P y los costos C están relacionados de forma biunívoca*

($C=10P-1000$), lo que significa que los valores de C que representan prioridades son siempre negativos.

- *La operación de los reservorios se efectúa utilizando un concepto de volumen meta o nivel meta al cual se atribuye una prioridad. De esta forma, siempre que un volumen almacenado fuese menor que el volumen meta, el reservorio almacenara agua, siempre que las otras prioridades sean menores, Un volumen almacenado encima del nivel meta tiene costo cero, o sea, es libre para atender cualquier demanda por menor que sea su prioridad.*
- *Las perdidas por evaporación en reservorios son tomadas en cuenta por medio de un proceso iterativo.*
- *El modelo calcula la producción de energía hidroeléctrica en tanto se conozcan las características de la planta de generación.*
- *El modelo hace el balance de agua superficial-agua subterránea en tanto sean conocidas las características del acuífero.*

La versión de software disponible de MODSIM (o AquaNet) se enfoca principalmente en la obtención de directrices gerenciales para cuencas hidrográficas. Se utilizan para avalar compensaciones entre usos conflictivos durante periodos de baja disponibilidad de agua. Se usan en la planificación de propuestas alternativas para implantar proyectos de aprovechamiento de recursos hídricos. Se aplican en el proceso de selección preliminar de alternativas con base en análisis económicos simplificados, por medio de inclusión de datos de costos y beneficios en lugar de especificar prioridades relativas.

Cabe destacar que internamente los cálculos de MODSIM involucran en general números enteros, lo que favorece mucho la velocidad de procesamiento del modelo.

2.1.2. Metodología del modelo

Un principio básico para la utilización de MODSIM es que el sistema de recursos hídricos es representado por una red de flujo. Los componentes del sistema son representados en red como nodos y arcos entre los nodos; siendo nodos de almacenamiento (reservorios) o nodos de no almacenamiento (confluencias,

derivaciones, puntos de entrada o puntos de demanda). Los arcos representan los conductos por donde el agua se transporta de un nodo a otro (canales ríos, etc). Para considerar las demandas, gastos afluentes y normas de operación deseadas de los reservorios; diversos nodos y arcos artificiales deben ser creados para asegurar que el balance de masa sea satisfecho en toda la red. Estos nodos y arcos artificiales son creados automáticamente por MODSIM, dejando al usuario la tarea de crear los nodos y arcos reales del sistema.

Las hipótesis básicas vinculadas al modelo, descritas por Labadie (2003b), son las siguientes:

- Todos los nodos y arcos del sistema deben poseer límites
- Cada arco debe ser unidireccional
- Todos los flujos de entrada, demandas, pérdidas por infiltración y gastos de retorno deben ser acumulados en los nodos.

Matemáticamente el algoritmo resuelve el siguiente problema de flujo de red en forma secuencial a lo largo del tiempo;

$$\text{Minimizar } \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N C_{ij} q_{ij} \dots \dots \dots (3)$$

donde..

q_{ij} = caudal medio entre el nodo i y el nodo j durante el intervalo de tiempo considerado,

C_{ij} =costo unitario, que es un costo monetario o un factor de ponderación que represente derechos de agua o prioridades de operación (un costo negativo es tratado como un beneficio o prioridad).

Sujeta a:

- a) Satisfacer la ecuación de balance de masa en todos los nodos $j=1,2,\dots,N$ (incluso los nodos artificiales)

$$\sum_{i \in I_j} q_{ij} - \sum_{k \in O_j} q_{jk} = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

Donde:

I_j es el conjunto de todos los nodos con arcos que terminan en nodo j

O_j es el conjunto de todos los nodos con arcos que se originan en nodo j

b) Capacidad mínima (I_{ij}) y máxima (U_{ij}) de los arcos

$$I_{ij} \leq q_{ij} \leq U_{ij} \quad \dots\dots\dots (5)$$

En los siguientes apartados se presenta una breve descripción de como se definen los parámetros C_{ij} , U_{ij} , I_{ij} para los principales componentes de un sistema de recursos hídricos a nivel de cuenca.

2.1.2.1. Para los caudales no regulados

Los caudales no regulados a ser ingresados para utilizarse en MODSIM se basan en series históricas, generación sintética o previsiones, siendo utilizados en cualquiera de los nodos reales del sistema (entradas de caudales afluentes). Observación; El modelo MODSIM distingue entre nodos de pasaje y de importación (son elementos funcionalmente distintos), no siendo permitido entrar con caudales no regulados en nodos de pasaje.

Una adición de caudales no regulados al modelo se efectúa a través de la creación de un único nodo artificial de influjo, que es ligado a todos lo nodos reales de la red a través de de arcos artificiales. Esos nodos y arcos artificiales son creados para mantener el equilibrio de masa en cada uno de los nodos de influjo.

En la figura 2-2, tomada de Azevedo, Porto y Zaherd (1997), los nodos reales 1, 2, 3 y 4 son automáticamente ligados por MODSIM a un nodo artificial I, a través de la creación de cuatro arcos artificiales

Los parámetros de los arcos representan respectivamente el límite inferior, el límite superior y el costo del arco, o sea $[I_{ij}, U_{ij}, C_{ij}]$ y son automáticamente definidos por el MODSIM. El conjunto I_j se proporciona por el usuario y representa los caudales afluentes a los nodos j durante el intervalo de tiempo. En los elementos que poseen valores afluentes (nodos 1 y 2) los límites inferior y superior son igualados a I_j para garantizar que el valor exacto proporcionado por el usuario sea utilizado. En los elementos que no poseen valores afluentes (nodos 3 y 4) los límites inferior y superior son automáticamente igualados a cero.

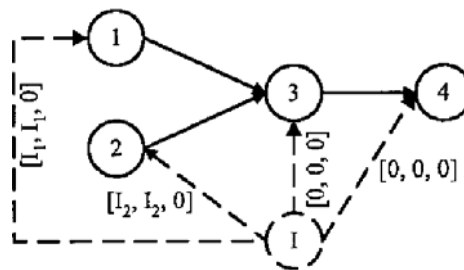


Figura 2- 2. Nodos creados por MODSIM

Para los nodos de volumen (reservorios) la definición de los parámetros en los arcos cambia. Además de los caudales afluentes a los reservorios, existe también un agua que fue almacenada en estos mismos al final del periodo anterior (volumen final en el periodo $i-1$) y que pasa a ser un volumen inicial en el periodo actual (periodo i). Así, los arcos artificiales para caudales afluentes que llegan en reservorios pasan a tener límites inferior y superior iguales a $I_j + S_j$, donde S_j es el volumen almacenado en el reservorio j al final del periodo anterior y que pasa a ser el volumen almacenado en el mismo reservorio al inicio del periodo actual. Suponiendo que los nodos 1 y 2 sean reservorios, los nuevos valores de los parámetros en los arcos artificiales son mostrados en la Figura 2-3, tomada de Azevedo, Porto y Zaherd (1997).

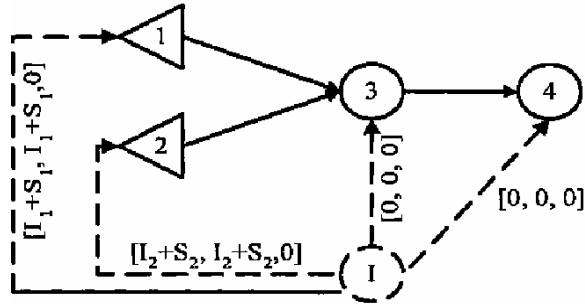


Figura 2-3. Arcos artificiales creados por MODSIM en nodos de almacenamiento

2.1.2.2. Pérdidas en los reservorios y por evaporación

2.1.2.2.1. Límites de los arcos

En los elementos de volumen en la red (reservorios), es necesaria que el agua almacenada al final de un periodo de simulación sea transportada para el periodo siguiente. Eso se efectúa a través de arcos artificiales que se originan en cada reservorio y terminan en un único nodo artificial de volumen (nodo S) conforme es mostrado en la Figura 2-4, tomada de Azevedo, Porto y Zaaherd (1997).

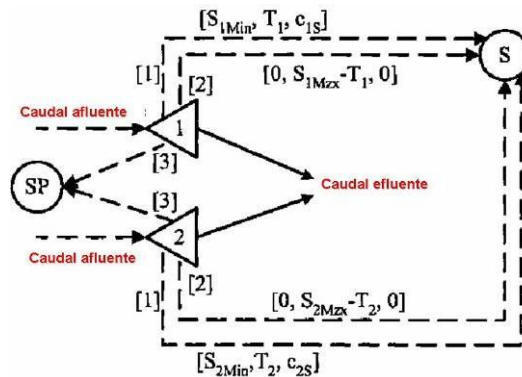


Figura 2-4. Nodo artificial de volumen.

Un primer arco artificial (arco [1] en la figura 2-4) es llamado arco de volumen meta, cuyos límites son:

- Límite inferior (S_{imin}): volumen mínimo o volumen muerto del reservorio i.
- Límite superior (T_i): volumen meta a ser conservado al final del periodo actual, proporcionado por el usuario del modelo.

Cuando un volumen almacenado supera el volumen meta, el exceso de volumen es transportado por el arco artificial de volumen final (arco [2] en la figura 2-4), cuyos límites son:

- Límite inferior: Es cero porque cualquier volumen excedente (encima de T_i) va a ser transportado por este arco.
- Límite superior ($S_{imax}-T_i$): Es el volumen máximo de exceso, o sea es la diferencia entre el volumen máximo y el volumen meta del reservorio i .

Si, al final del periodo actual, el volumen a ser transportado para el periodo siguiente fuera menor que el volumen mínimo en alguno de los reservorios, ocurre una inviabilidad. Para resolver este problema el MODSIM altera el valor de S_{imin} en el periodo actual, igualando al volumen final real a ser transportado.

2.1.2.2.2. Desfogues

En el modelo MODSIM ocurren desfogues cuando un caudal afluente supera la capacidad máxima de algún reservorio. Esos desfogues son colectados por el nodo SP, que está conectado a los reservorios a través del arco artificial [3] en la figura 2-4. El arco [3] tiene límite inferior igual a cero y límite superior equivalente a la capacidad total de almacenamiento del sistema, multiplicada por diez.

2.1.2.2.3. Costos de los arcos

Los arcos artificiales de volumen meta (arcos [1] en la figura 2-4) tienen un costo, representado por C_{is} , que es calculado de forma de reflejar las prioridades asociadas al volumen meta o a los derechos de almacenamiento de agua. Una prioridad de volumen meta es representada por un valor interno proporcionado por el usuario, variando de 1 a 99 ($OPRP_i$). Cuanto menor un valor numérico de prioridad, mayor será la tendencia de MODSIM a intentar mantener un volumen meta durante los cálculos. El costo C_{is} obtenido en función de la prioridad es calculado a través de la siguiente expresión:

$$c_{is} = -[1000 - (OPRP_i \cdot 10)] \dots\dots\dots (6)$$

En la cual es posible notar que el costo C_{is} siempre será negativo, o sea en la realidad este es un beneficio asociado al volumen meta.

El costo en el arco artificial de volumen (arco [2] en la figura 2-4) siempre es configurado como cero. Así el costo en el arco artificial de vertido (arco [3] en la 2-4) recibe el mayor valor positivo entre todos los arcos existentes.

2.1.2.2.4. Evaporación

La evaporación es calculada a través de un proceso iterativo que realiza estimaciones sucesivas de área media de la superficie del reservorio, durante cada intervalo de tiempo de la simulación. El funcionamiento de este método iterativo es el siguiente:

a) Se calcula para cada reservorio

$$\begin{aligned} E_{i\max} &= e_i [A(S_i) + A(S_{i\max})] / 2 \\ E_{i\min} &= e_i [A(S_i) + A(S_{i\min})] / 2 \\ E_{i\text{meta}} &= e_i [A(S_i) + A(S_{i\text{meta}})] / 2 \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

Donde:

e_i , es la tasa de evaporación para el reservorio que está siendo calculado

$A(S_i)$ es el área de la superficie del reservorio para el volumen S

S_i es el volumen del reservorio al inicio del periodo i

$S_{i\max}$ es la capacidad máxima del reservorio

$S_{i\min}$ es el volumen mínimo o volumen muerto del reservorio

T_i es el volumen meta proporcionado por el usuario

b) Se ajustan los parámetros de arco de volumen meta y de arco de volumen final respectivamente para los siguientes valores:

$$\begin{aligned} & [(S_{i \min} + E_{i \min}), (T_i + E_{i \text{meta}}), c_{is}] \\ & [0, (S_{i \max} - T_i) + (E_{i \max} - E_{i \text{meta}}), 0] \end{aligned} \dots\dots\dots (8)$$

c) Se calcula el volumen total de transporte, a través de los arcos de volumen meta y de volumen final, incluyendo las pérdidas por evaporación mediante la expresión:

$$q_{i \text{total}} = q_{is(\text{meta})} + q_{is(\text{final})} \dots\dots\dots (9)$$

d) Se estima un valor inicial para la pérdida por evaporación (EVP_i). Así el volumen final pasa a ser

$$q_{i \text{total}} - \text{EVP}_i \dots\dots\dots (10)$$

e) Se calcula el área media A de la superficie del reservorio

$$A = 0.5 \cdot [\overline{A}(q_{i \text{total}} - \text{EVP}_i)] \dots\dots\dots (11)$$

f) Se actualiza la estimación de evaporación

$$\text{EVP}_i = e_i \cdot A \dots\dots\dots (12)$$

Se vuelve a calcular la pérdida por evaporación y volumen final repitiendo el ciclo hasta que la diferencia entre las dos últimas estimaciones esté dentro de una tolerancia deseada.

2.1.2.2.3. Estados Hidrológicos

En MODSIM existen dos opciones de cálculo conocidas como “Calibración” y “Estados Hidrológicos”. En la primera opción el usuario debe proporcionar volúmenes meta mensual para cada reservorio, cuyos valores varían durante todos los años de simulación. En la segunda opción el usuario debe proporcionar volúmenes meta

mensuales constantes a lo largo de los años, que varían entre los tres estados hidrológicos existentes en el modelo. Un estado hidrológico es definido como:

$$R = \sum_{i \in H} [S_i + I_i] \dots\dots\dots (13)$$

Donde:

H es el conjunto de reservorios que forman parte del estado hidrológico, también llamado de subsistema de reservorios.

S_i es el volumen inicial del reservorio

I_i es el caudal afluente al reservorio

El usuario debe proporcionar dos valores (X_1 y X_2), que son utilizados para establecer, mensualmente, el estado hidrológico del sistema. Esos valores, multiplicados por el volumen total existente en el subsistema de reservorios definen las fronteras entre los tres estados hidrológicos.

Los estados hidrológicos son designados seco, medio y húmedo, mas también son usualmente llamados de medio, seco y sequísimo en el caso de simulaciones durante un periodo de caudales bajos.

El estado de menor volumen almacenado comúnmente es llamado E_1 , el de volumen medio E_2 y el de mayor volumen E_3 . Los límites entre los estados E_1 y E_2 o entre los estados E_2 y E_3 son respectivamente:

$$\begin{aligned} E_1 E_2 &= x_1 \cdot W \\ E_2 E_3 &= x_2 \cdot W \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

Donde:

$$W = \sum_{i \in H} S_{i \max} \dots\dots\dots (15)$$

Los estados hidrológicos son definidos de la forma siguiente:

$$\begin{aligned}
 E_1 : & \text{se } R < E_1 E_2 \\
 E_2 : & \text{se } E_1 E_2 \leq R \leq E_2 E_3 \\
 E_3 : & \text{se } R > E_2 E_3 \quad \dots\dots\dots (16)
 \end{aligned}$$

Observación: cuando el usuario escoge la opción de cálculo estados hidrológicos debe ser proporcionado un valor de prioridad por estado para cada reservorio. La opción de estados hidrológicos aumenta la flexibilidad de simulación, ya que los cálculos pasan a considerar mensualmente el estado del sistema.

2.1.2.3. Demandas y derechos de agua

2.1.2.3.1. Demandas consuntivas

Considere una red representada en la Figura 2-5, tomada de Azevedo, Porto y Zaherd (1997), en la que los nodos 3 y 4 son demandas. El modelo MODSIM crea y configura automáticamente los arcos artificiales originados en cada uno de los nodos de demanda de la red y conecta esos arcos a un único nodo artificial de demanda. Los valores de los parámetros I_{ij} , U_{ij} y C_{ij} en los arcos artificiales de demanda son mostrados en la figura 2-5, siendo D_3 y D_4 los valores de demanda en cada uno de los nodos. Las demandas son volúmenes legalmente otorgados, extracciones históricas, demandas agrícolas, municipales e industriales.

Los costos C_{iD} son calculados mediante la expresión:

$$c_{iD} = -[1000 - (DEM R_i \cdot 10)] \quad \dots\dots\dots (17)$$

Donde $DEM R_i$ es la prioridad de la demanda i , variando de 1 a 99

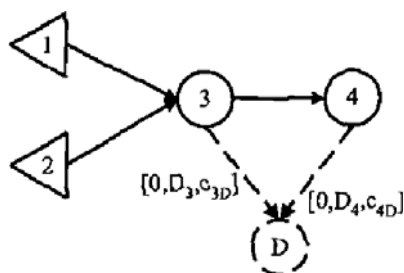


Figura 2-5. Nodo artificial de demanda

Se observarse que C_{iD} es un numero negativo así como C_{is} (costo asociado al volumen meta en los reservorios) también lo es. El usuario del modelo requiere escoger valores de prioridades para las demandas y los volúmenes meta. Cuando todas las demandas no son atendidas, las primeras en sufrir déficit serán aquellas con menor valor de prioridad. Si la opción escogida fue estados hidrológicos, son proporcionados tres valores de prioridad, siendo uno para cada estado. Esos valores permanecen constantes para todos los años.

2.1.2.3.2. Demandas no consuntivas

Las demandas no consuntivas son incluidas en el modelo con el objetivo de mantener un nivel de caudal en algún punto específico del sistema en estudio. Son utilizadas por ejemplo para mantener un caudal mínimo en un trecho de río, establecido para peces o fauna, control de calidad del agua o recreación. Generalmente las demandas no consuntivas destinadas a mantener un caudal mínimo son sustituidas por el establecimiento de caudales mínimos en los arcos. Si embargo si un caudal mínimo en algún arco no es atendido (lo que ocurre en periodos secos) el modelo no encontrará una solución posible para el problema y cerrará los cálculos.

2.1.2.4. Pérdidas de conducción o infiltración

El modelo MODSIM posee la capacidad de simular las pérdidas por infiltración en los canales, a través de proporcionar un coeficiente de pérdidas. Ese coeficiente debe ser proporcionado por el usuario y representa la fracción de flujo que sería pérdida durante el

curso a través del canal. El procedimiento utilizado por el modelo para simular las pérdidas es el siguiente:

- En cada periodo de simulación la pérdida en el canal es inicialmente igualada a cero (primeras iteraciones).
- Para seguir, la pérdida en el canal es calculada en función del flujo que llega al mismo. Esa pérdida es transportada como una demanda para el nodo del final del canal.
- La iteración siguiente es efectuada utilizando la pérdida calculada en el paso 2
- Se repite el proceso hasta que el flujo en el canal no cambia entre dos iteraciones sucesivas (dentro del margen de tolerancia).

El procedimiento descrito anteriormente se muestra en la Figura 2-6, tomada de Azevedo, Porto y Zaherd (1997), en la cual cl_{ij} es el coeficiente de pérdida en el canal ij . El procedimiento termina cuando $q_{ij}^{(k)} = q_{ij}^{(k-1)}$ para todos los canales, dentro del margen de tolerancia.

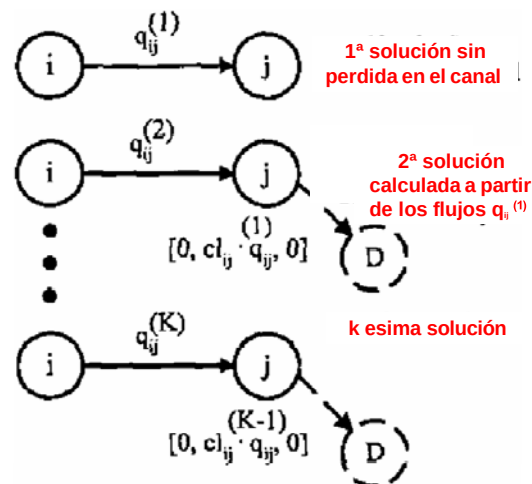


Figura 2- 6. Cálculo de pérdidas en canales

Cuando no existe demanda en el nodo final (nodo j de la figura 2-6) entonces la pérdida del canal pasa a ser la única demanda en ese nodo. Esa demanda recibe una alta prioridad para garantizar que las pérdidas en el canal sean siempre removidas en primer lugar, ya que se trata de una demanda que requiere ser satisfecha. Por otro lado si ya

existe una demanda en el nodo j , las pérdidas en el canal son simplemente agregadas a esa demanda, manteniéndose el valor de prioridad existente. Eso crea problemas cuando hay poco agua disponible en el sistema y la demanda existente tiene baja prioridad.

2.1.2.5. Resumen

En la figura 2-7, tomada de Azevedo, Porto y Zaherd (1997), son mostrados los cinco nodos artificiales creados por el modelo MODSIM. La denominación de las respectivas funciones de esos cinco nodos son las siguientes:

Nodo S: Acumula el volumen almacenado en los reservorios al final del periodo actual y que será transportado para el inicio del periodo siguiente.

Nodo D: Acumula el volumen total de demandas del sistema

Nodo SP: Acumula el volumen total de desfogues del sistema

Nodo I: Acumula el total de caudales afluentes y del volumen de agua almacenado en los reservorios al inicio de un periodo de simulación.

Nodo M: Nodo artificial de equilibrio de masa que garantiza que el flujo total que entra (caudal afluente total) sea igual al total de flujo de salida (caudal efluente total) mas la variación de volumen almacenado en el sistema.

Los cinco nodos artificiales descritos anteriormente están conectados a los nodos reales del sistema a través de arcos artificiales también representados en la Figura 2-7.

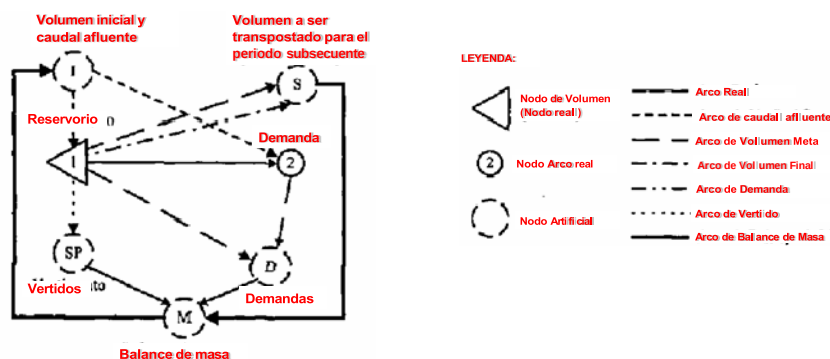


Figura 2- 7. Conexión de nodos artificiales

2.1.3. Algoritmo de solución para MODSIM

El algoritmo de costo mínimo de flujo en redes empleado en MODSIM resuelve un problema dual, pero especializado en tomar ventaja de la estructura de la red lineal del problema.

En esta formulación, tomada de Labadie (2003b), el arco (i,j) es designado por el nodo par (i,j), representando el nodo inicial y nodo final de la conexión respectivamente. Esta notación (figura 2-8) implica un único nodo par para cada arco y es usado por conveniencia de notación en el siguiente desarrollo.

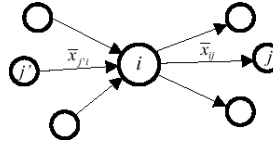


Figura 2- 8. Notación utilizada por MODSIM para arcos y nodos

El algoritmo actualmente es capaz de considerar múltiples arcos para el mismo nodo par.

La función objetivo es:

$$\min_{\bar{x}} \sum_{(i,j) \in A} c_{ij} \bar{x}_{ij} \dots\dots\dots (18)$$

sujeta a:

$$\begin{aligned} \bar{l}_{ij} &\leq \bar{x}_{ij} \leq \bar{u}_{ij} \\ \underbrace{\sum_{\{j \mid (i,j) \in A\}} \bar{x}_{ij}}_{\text{OUT}} - \underbrace{\sum_{\{j \mid (j,i) \in A\}} \bar{x}_{ji}}_{\text{IN}} &= 0 \quad , \quad i = 1, \dots, N \end{aligned} \dots\dots\dots (19)$$

Donde $\bar{x}_{ij}$ representa la tasa de flujo en el arco (i,j) con parámetros de conexión $[\bar{l}_{ij}, \bar{u}_{ij}, c_{ij}]$, c_{ij} es el costo por unidad de flujo para el arco (i,j), A es el conjunto de todas la conexiones de arco en la red, N es el número total de nodos y $\bar{l}_{ij}$ y $\bar{u}_{ij}$ son los

límites inferior y superior del flujo de conexión respectivamente. Una transformación es realizada para remover el límite inferior de este problema (ver figura 2-9):

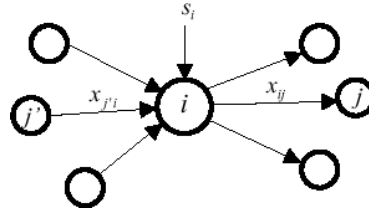


Figura 2- 9. Notación transformada en arcos y nodos usada por MODSIM.

Sea:

$$\begin{aligned} x_{ij} &= \bar{x}_{ij} - \bar{l}_{ij} \text{ or } \bar{x}_{ij} = x_{ij} + \bar{l}_{ij} \\ u_{ij} &= \bar{u}_{ij} - \bar{l}_{ij} \quad \forall (i, j) \in A \end{aligned} \dots\dots\dots(20)$$

La función objetivo transformada es ahora formulada como:

$$\min_{\mathbf{x}} \sum_{(i,j) \in A} c_{ij} [x_{ij} + \bar{l}_{ij}] \dots\dots\dots (21)$$

Puesto que el término constante puede ser removido, la función objetivo queda:

$$\min_{\mathbf{x}} \sum_{(i,j) \in A} c_{ij} x_{ij} \dots\dots\dots (22)$$

sujeto a:

$$\begin{aligned} 0 \leq x_{ij} \leq u_{ij} = \bar{u}_{ij} - \bar{l}_{ij} \quad \forall (i, j) \in A \\ \sum_{\{j | (i,j) \in A\}} [x_{ij} + \bar{l}_{ij}] - \sum_{\{j | (j,i) \in A\}} [x_{ji} + \bar{l}_{ji}] = 0 \quad i = 1, \dots, N \end{aligned} \dots\dots\dots (23)$$

ó

$$\sum_{\{j | (i,j) \in A\}} x_{ij} - \sum_{\{j | (j,i) \in A\}} x_{ji} = s_i, \quad i = 1, \dots, N \dots\dots\dots (24)$$

Donde:

$$s_i = \sum_{\{j | (j,i) \in A\}} \bar{l}_{ji} - \sum_{\{j | (i,j) \in A\}} \bar{l}_{ij}, \quad i = 1, \dots, N \quad \dots\dots\dots (25)$$

En esta formulación, todos los datos de parámetros de conexión $[u_{ij}, c_{ij}]$ y S_i son asumidos a ser valores enteros.

Algoritmo de Relajación Lagrangiana

La solución a este problema esta basada en un algoritmo de relajación Lagrangiana desarrollado por Bertsekas y Tseng (1994). Introduciendo multiplicadores Lagrangianos generalizados o precios duales p . La función Lagrangiana es definida como:

$$L(\mathbf{x}, \mathbf{p}) = \sum_{(i,j) \in A} c_{ij} x_{ij} + \sum_{i=1}^N p_i \left[s_i - \sum_{\{j | (i,j) \in A\}} x_{ij} - \sum_{\{j | (j,i) \in A\}} x_{ji} \right] \quad \dots\dots (26)$$

Note que

$$\sum_{(j,i)} p_i x_{ji} = \sum_{(i,j)} p_j x_{ij} \quad \dots\dots\dots (27)$$

Por consiguiente:

$$L(\mathbf{x}, \mathbf{p}) = \sum_{(i,j) \in A} [c_{ij} + p_j - p_i] x_{ij} + \sum_{i=1}^N s_i p_i \quad \dots\dots\dots (28)$$

Las condiciones de optimalidad (b) especifican que:

$$\begin{aligned} L(\mathbf{x}^*, \mathbf{p}) &= \min_{\mathbf{0} \leq \mathbf{x} \leq \mathbf{u}} \left\{ \sum_{(i,j) \in A} [c_{ij} + p_j - p_i] x_{ij} + \sum_{i=1}^N s_i p_i \right\} \\ &= \sum_{i=1}^N s_i p_i + \min_{\mathbf{0} \leq \mathbf{x} \leq \mathbf{u}} \left\{ \sum_{(i,j) \in A} [c_{ij} + p_j - p_i] x_{ij} \right\} \quad \dots\dots (29) \end{aligned}$$

En lugar de procurar resolver directamente el problema original de costo mínimo de flujo en redes, la meta es obtener sucesivamente el vector precios dual p actualizado que resuelva el siguiente problema dual:

$$\max_{\mathbf{p}} h(\mathbf{p}) \dots\dots\dots (30)$$

Donde la función dual es descompuesta en problemas separables de optimización sobre cada arco.

$$h(\mathbf{p}) = \sum_{i=1}^N s_i p_i + \sum_{(i,j) \in A} h_{ij}(p_j - p_i) \dots\dots\dots (31)$$

Con

$$\begin{aligned} h_{ij}(p_i - p_j) &= \min_{0 \leq x_{ij} \leq u_{ij}} (c_{ij} + p_j - p_i) x_{ij} \\ &= \begin{cases} (c_{ij} + p_j - p_i) u_{ij} & \text{if } p_i > c_{ij} + p_j \\ 0 & \text{if } p_i \leq c_{ij} + p_j \end{cases} \dots\dots (32) \end{aligned}$$

La solución del problema dual produce una solución del problema original de costo mínimo de flujo en redes. Note que en el problema dual, las restricciones de balance de masa de los nodos están temporalmente relajados dado que se ponen en la función objetivo vía la función Lagrangiana; de ahí término de algoritmo de relajación. Las restricciones de capacidad de conexiones permanecen consideradas explícitamente balanceadas. El objetivo es encontrar el vector óptimo de precio dual $\mathbf{p}$ que producirá una solución que satisface totalmente las restricciones de balance de masa de los nodos. La ventaja de este enfoque es que el problema de minimización interno definido por $h_{ij}(p_i - p_j)$ es sumamente fácil de resolver.

La solución del anterior problema de optimización separable resulta en la siguiente condición general de optimalidad de arco asociada con el flujo en el arco (i,j) para un vector de precio dual $\mathbf{p}$ dado:

$$\begin{aligned} \text{Inactive arc: } [x_{ij} = 0] & \quad \text{if: } p_i < c_{ij} + p_j \\ \text{Balanced arc: } [0 \leq x_{ij} \leq u_{ij}] & \quad \text{if: } p_i = c_{ij} + p_j \\ \text{Active arc: } [x_{ij} = u_{ij}] & \quad \text{if: } p_i > c_{ij} + p_j \dots\dots (33) \end{aligned}$$

Una representación gráfica de esa condición de optimalidad de arco es representada como la línea gruesa en el diagrama de la figura 2-10:

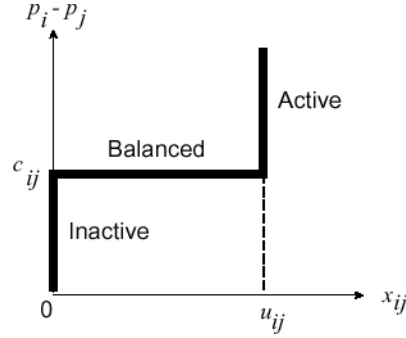


Figura 2-10. Condición de optimalidad de arco

La solución óptima del problema dual se encuentra usando un conveniente algoritmo dual ascendente. Los cambios en el precio dual p son hechos a lo largo de la derivada direccional, donde:

$$\frac{\partial h(\mathbf{p})}{\partial p_i} = \sum_{\{j | (j,i) \in A\}} x_{ji}^* - \sum_{\{j | (i,j) \in A\}} x_{ij}^* + s_i, \quad i = 1, \dots, N \quad \dots\dots\dots (34)$$

Y la derivada direccional es:

$$y'(\mathbf{p}; \mathbf{d}_S) = \nabla h(\mathbf{p}) \cdot \mathbf{d}_S = \frac{\partial h(\mathbf{p})}{\partial p_1} \cdot \frac{\partial p_1}{\partial d_1} + L + \frac{\partial h(\mathbf{p})}{\partial p_N} \cdot \frac{\partial p_N}{\partial d_N} \quad \dots\dots\dots (35)$$

Note que la evaluación de la derivada direccional implica que el flujo actual es óptimo. Puesto que las condiciones de optimalidad del arco especifican que el flujo óptimo es positivo solo para arcos que están **activos** o **balanceados**. Una vez que un conjunto de nodos i que pertenecen a S son identificados para posibles cambios de precio dual, la derivada direccional es calculada como:

$$y'(\mathbf{p}; \mathbf{d}_S) = \sum_{(j,i): \text{ active, } j \notin S, i \in S} u_{ji} - \sum_{(i,j): \text{ active or balanced, } i \in S, j \notin S} u_{ij} + \sum_{i \in S} s_i \quad \dots\dots (36)$$

Donde $d_s = (d_1, d_2, \dots, d_N)$, con

$$d_i = \begin{cases} 1 & \text{if } i \in S \\ 0 & \text{if } i \notin S \end{cases} \dots\dots (37)$$

Note en esta formula que la derivada direccional no es exactamente evaluada, pues mas bien es una aproximación. Sin embargo esta es una aproximación conservadora en que la derivada direccional será positiva si ha sido encontrada una verdadera dirección ascendente. El primer término solamente incluye arcos **activos**, donde el flujo debe ser en el límite superior u_{ij} en orden para que las condiciones de optimalidad del arco sean satisfechas. El segundo término incluye arcos **activos y balanceados** con la asunción de que el flujo en los arcos balanceados se ubica en el límite superior u_{ij} . Esta última asunción puede no ser correcta, pero note que desde esos límites u_{ij} se sustrajeron del cálculo de la derivada direccional, entonces una sobreestimación de esos flujos no indicaría una dirección ascendente que fuera realmente una dirección descendente. Esto es, si $y'(p; d_s) > 0$, entonces la dirección d_s debe ser una dirección ascendente.

Defina el exceso g_i del nodo i como la diferencia entre el flujo total que entra al nodo i menos el flujo total que sale del nodo i :

$$g_i = \sum_{\{j | (j,i) \in A\}} x_{ji} - \sum_{\{j | (i,j) \in A\}} x_{ij} + s_i \dots\dots\dots (38)$$

Al empezar una iteración se asume un precio entero flujo-nodo par (x, p) a estar disponible para satisfacer las condiciones de optimalidad del arco, pero no las de balance de masa. La iteración actual indicará si: i) el problema primal es infactible (esto es, no puede encontrar un nodo exceso $g_i > 0$ para todo i); ii) (x, p) es óptimo (es decir, $g_i = 0$ para todos lo i , implicando que x es factible y puesto que las condiciones de optimalidad son satisfechas, es también optima) o iii) puede ser encontrado un nuevo par que mejora la función objetivo dual (es decir, $g_i > 0$ para al menos un nodo i). Para el

último caso, la iteración empieza seleccionando el nodo k tal que $g_k > 0$. La iteración mantiene los dos juegos: S y L ; donde $S \subset L$. En la iteración inicial el conjunto $S = \{O\}$ y $L = \{k\}$. Una etiqueta es mantenida también para todos los nodos que pertenecen al conjunto L , que es un arco entrante a ese arco.

La meta es maximizar la función objetivo dual, que resultará en una solución del problema original de mínimo costo del flujo en la red. Una dirección ascendente dual es definida por los precios nodo para esos nodos contenidos en el conjunto S . Puesto que el conjunto S usualmente contiene un nodo simple, el procedimiento de búsqueda, usualmente procesa a un tiempo, en una coordenada dirección del vector nodo precio p . Los precios duales son cambiados en una dirección ascendente dual tanto como se incrementa la función objetivo dual. Puesto que la meta es eventualmente lograr una solución donde todos los $g_i = 0$, un paso de aumento de flujo ocurre en el algoritmo donde una ruta a través de la red es definida desde un nodo k donde $g_k > 0$ al nodo j donde $g_j < 0$. Esto significa que el flujo puede ser incrementado a lo largo de la ruta, resultando en mejorar las condiciones de excesos en nodos para ambos nodos.

Iteración típica de Relajación:

0 Inicialización:

Inicialmente empieza con flujo $x_{ij} = 0$ para todo (i,j) que pertenece a A y $p = 0$, $i = 1, \dots, N$. Selecciona un nodo k con nodo exceso $g_k > 0$ [si no puede ser encontrado tal nodo, entonces la solución es óptima o infactible].

$$g_k = \sum_{\{j \mid (j,k) \in A\}} x_{jk} - \sum_{\{j \mid (k,j) \in A\}} x_{kj} + s_k \dots\dots\dots (39)$$

- Sea el conjunto de etiquetas $L = \{k\}$
- Sea el conjunto vector dirección $S = \{ \Phi \}$

1 Elija un nodo para examinar

Si: $S=L$ (esto es, que se está seguro de una dirección ascendente)

Ir al paso 4 y realice un cambio de precio (p)

Si No: Seleccione un nodo i que esta contenido en el conjunto de etiquetas actual, pero no en el conjunto del vector dirección actual, es decir, seleccione i que pertenece a $L-S$

$$S := S \cup \{i\} \dots\dots\dots (40)$$

Ir al paso 2

2 Etiquete los nodos vecinos de i

Verifique la derivada direccional de la función objetivo dual:

$$y'(\mathbf{p}; \mathbf{d}_S) = \sum_{(j,i): \text{ active}, j \notin S, i \in S} u_{ji} - \sum_{(i,j): \text{ active or balanced}, i \in S, j \notin S} u_{ij} + \sum_{i \in S} s_i \dots\dots\dots (41)$$

donde el vector dirección $\mathbf{d}_S=(d_1, d_2, \dots, d_N)$, con

$$d_i = \begin{cases} 1 & \text{if } i \in S \\ 0 & \text{if } i \notin S \end{cases} \dots\dots\dots (42)$$

Si: $y' > 0$, entonces la dirección actual $\mathbf{d}_S$ es en dirección ascendente; **ir a** cambio de precio (**Paso 4**)

Si No: agregue al conjunto etiquetado de nodos vecinos que eventualmente resulta en la identificación de una ruta de aumento de flujo del nodo k al nodo j :

$L := L + \{j\}$ para todos los nodos j tal que:

- Arco (j,i) es balanceado y $x_{ji} > 0$ [Asignar etiqueta (j,i)], o
- Arco (i,j) es balanceado y $x_{ij} < u_{ij}$ [Asignar etiqueta (i,j)]

Si: para cada nodo j agregado a L , se tiene que $g_j > 0$, entonces todavía no se ha encontrado una ruta de aumento de flujo: **Regresar al paso 1**

Si No: Seleccionar uno de los nodos j con $g_j < 0$; **Ir al paso 3**

3 Aumento de flujo

Se ha determinado que existe una ruta de aumento de flujo (figura 2-11) empezando en el nodo k y terminando en el nodo j como se encontró en el paso 2. De $g_k > 0$ y $g_j < 0$, entonces el flujo es incrementado a lo largo de la ruta, tal que g_k decrecerá hacia cero y g_j crecerá hacia cero, sujeto a las limitaciones.

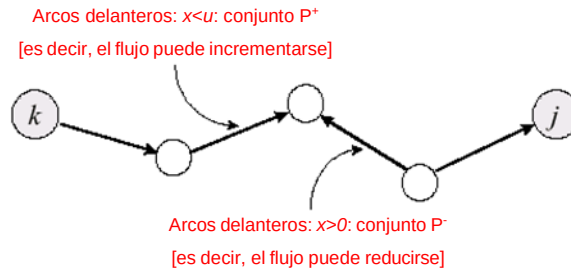


Figura 2-11. Aumento de flujo

La ruta P se construye rastreando las etiquetas hacia atrás empezando desde j , donde P^+ es el conjunto de los arcos delanteros y P^- es el conjunto de los arcos traseros.

Calcular:

- Para todos los arcos en P^+ agregar δ al flujo actual
- Para todos los arcos en P^- restar δ del flujo actual

$$\text{flows } \delta = \min \begin{cases} g_k \\ -g_j \\ (u_{mn} - x_{mn}) \quad \forall (m,n) \in P^+ \\ x_{mn} \quad \forall (m,n) \in P^- \end{cases} \dots\dots\dots (43)$$

Ir a la próxima iteración

4 Cambio del precio

Fijar $x_{ij} = u_{ij}$ para todo arco balanceado (i,j) , con i que pertenece a S y j que no pertenece a S

$x_{ji} = 0$ para todo arco balanceado (j,i) , con i que pertenece a S y j que no pertenece a S

Dejar

$$\gamma = \min \left\{ \begin{array}{l} \left[c_{ij} - (p_i - p_j) \right] x_{ij} < u_{ij}, i \in S, j \notin S \\ \left[-c_{ji} + (p_i - p_j) \right] x_{ji} > 0, i \in S, j \notin S \end{array} \right. \dots\dots\dots (44)$$

Fijar

$$p_i = p_i + \gamma \text{ si } i \text{ pertenece a } S, \text{ si no } p_i = p_i$$

Ir a próxima iteración

2.2. IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO A LA CUENCA DEL RIO TULA

La implementación del modelo a la cuenca del Río Tula se realizó con base en la metodología descrita en el apartado 2.1.2, para lo cual fue necesario recabar diversa información que permitiera realizar la caracterización de la cuenca, definir la red de flujo del agua, las características de los nodos de almacenamiento en la red (presas del sistema), las características de los nodos de paso del agua y las características de los arcos que comunican a cada uno de los nodos de la red por donde fluye el agua.

2.2.1. Descripción del área de estudio

La cuenca del Río Tula comprende parte de los territorios del Estado de Hidalgo y del Estado de México; cubre una extensión de 6,369 Km² y parte de sus escurrimientos se aprovechan mediante un sistema de presas de almacenamiento que son operadas por la Comisión Nacional del Agua, para abastecer las demandas de los Distritos de Riego 003 Tula, 100 Alfajayucan y 112 Ajacuba, localizados en el Valle del Mezquital en la parte central de México. (ver figura 2-12)

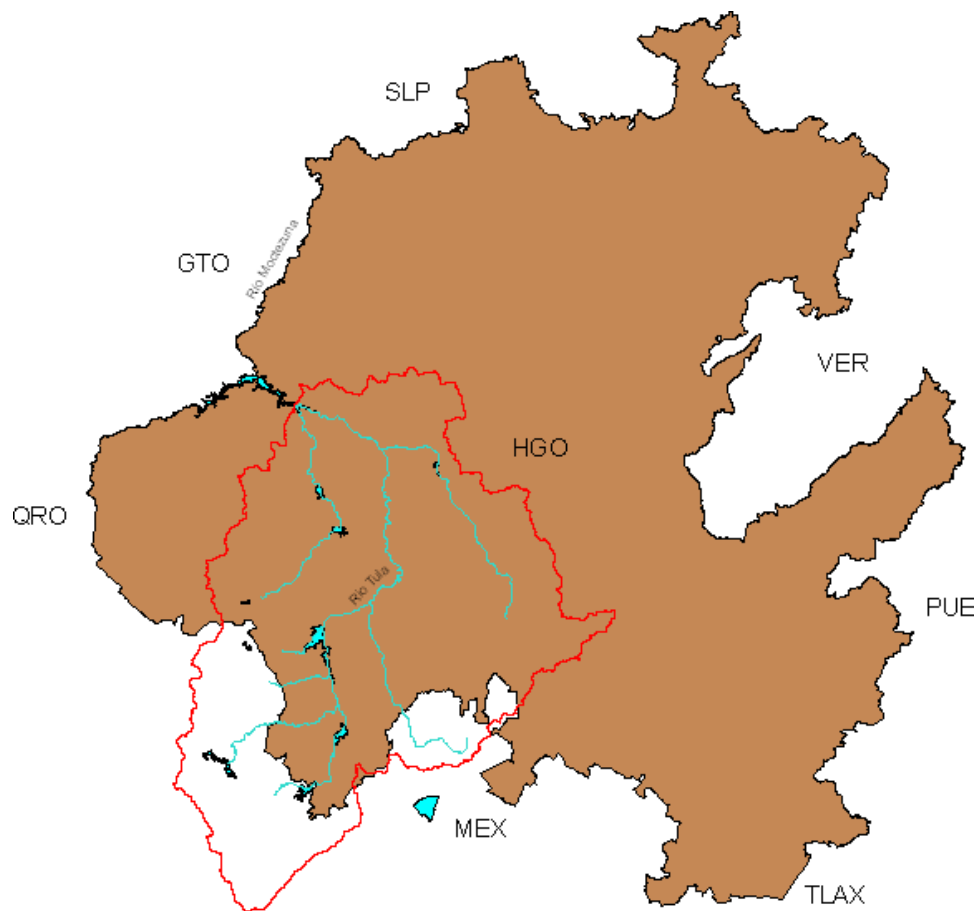


Figura 2-12. Localización y extensión de la cuenca del río tula

Este sistema hidrológico también permite abastecer las demandas de agua de dos plantas hidroeléctricas y las demandas de otros tipos de usuarios (agua para uso industrial, para acuacultura y recreación); que aunque apenas si representan el 20% de las demandas, se consideran importantes. A la salida de la cuenca se localiza la presa Zimapán que abastece una planta hidroeléctrica y recibe los escurrimientos del río San Juan, que junto con el río Tula son tributarios del Río Moctezuma y confluyen en el vaso de la presa.

La cuenca del Río Tula, no obstante que recibe los efluentes del drenaje del área metropolitana de la Ciudad de México, mediante obras hidráulicas que interconectaron esta cuenca con la del Valle de México; tiene decretada una veda permanente de aguas superficiales desde la década de los cincuentas (que en 1998 fue ratificada), por lo que la

“Autoridad del Agua” no puede otorgar nuevas concesiones o asignaciones en tanto dicha veda siga vigente.

Sin embargo en la década de los 70's se concibió el Plan Hidráulico del Centro (PLHICEN) que consideraba la ampliación del Distrito de Riego 003 y se crearon los Distritos 100 Alfajayucan y 112 Ajacuba, asumiendo que los efluentes provenientes del Sistema de Drenaje de la cuenca del Valle de México serían crecientes conforme creciera la población. Sin embargo dicha tendencia se ha modificado como se observa en la Figura 2-13, a raíz de que el suministro de agua a la ciudad de México proveniente de la cuenca de los ríos Lerma y Cutzamala se quedó constante.

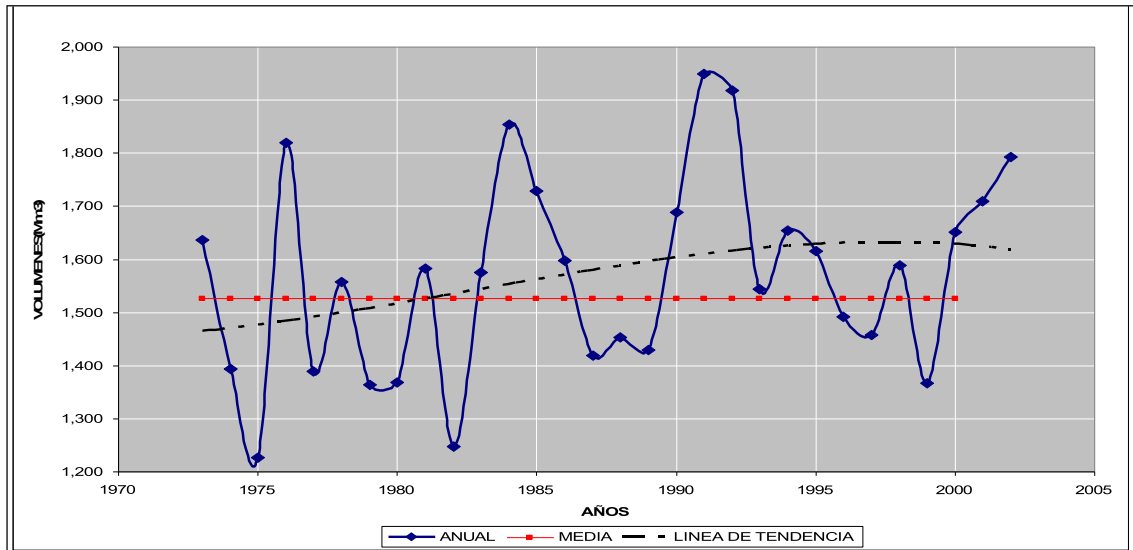


Figura 2-13. Tendencias del volumen afluente que proviene del Valle de México.

Dadas las expectativas creadas por el PLHICEN, en la cuenca del Río Tula se enfrentan crecientes demandas de los usos Público-Urbano y sobre todo del sector agrícola y por otra parte se espera que con el tratamiento de aguas residuales en la ciudad de México, los efluentes disminuyan en el estiaje, por lo que es urgente revisar la disponibilidad bajo distintos escenarios, lo cual se realiza a bajo costo mediante el uso de modelos como el que en este trabajo se propuso.

2.2.2. Información histórica del sistema

Para la implementación del modelo se recabaron los datos relativos a las demandas de agua para los distintos usos pero principalmente el agrícola; por que representa más del 85% de los usos consuntivos en la cuenca, según reporta el Registro Público de Derechos de Agua (REPDA). Por otra parte se recabó la información relativa a los escurrimientos mensuales que se generan en la cuenca y/o que son trasferidos a ésta desde el Valle de México; empleando para ello los datos reportados por las estaciones hidrométricas localizadas en las principales corrientes.

2.2.2.1. Datos Hidrométricos

La Comisión Nacional del Agua opera una red hidrométrica que permite aforar los escurrimientos diarios y excepcionalmente tiene instrumentos (limnógrafos) que permiten estimar los caudales en forma continua. Específicamente para la cuenca del río Tula se cuenta con una red de estaciones que han operado ininterrumpidamente y de las que se dispone de registros desde 1931 a la fecha, según se aprecia en la Cuadro 2-1.

Cuadro 2-1. Estaciones Hidrométricas en la cuenca del Río Tula.

Clave	Nombre	Ubicación	Periodo disponible
26118	La Mora	Río Salado aguas abajo de la salida Tuneles de Tequixquiac	1937-1992
26030	Rio El Salto	Antes de la confluencia del Emisor Profundo	1931-2004
26454	Salida Portal	Salida al Río EL salto	1999-2003
26070	Tepeji	Aguas abajo de Presa Taximay	1934-2004
26034	Tlautla	Antes de la confluencia con Río Tula	1930-2004
26124	Jasso	Sobre río Tula aguas arriba de presa Endhó	1936-1996
26247	Las Rosas	Antes de la confluencia con Río Tula	1954-2004
26358	Extracciones Canal del Centro.		1966-2004
26342	Tezontepec de Aldama	Río Salado antes de confluencia con Río Tula	1965-2004
26448	Tunel El Gallinero	Sobre canal del Cebtro antes de descarga a presa Rojo Gomez	1974-2004
26459	Rojo Gomez	Río Alfajayucan, aguas abajo de Presa Rojo Gomez	1981-2004
26191	Boquilla El Tecolote (Río Tula)	Aguas abajo de derivadora Chilcuautila	1945-1998
26406	Ixmiquilpan (Río Tula)	Aguas abajo de derivadora Felipe Angeles	1971-2004
26449	Tasquillo (Río Tula)	Antes de la confluencia con río Alfajayucan y San Juan	1980-2004

Fuente: Comision Nacional del Agua. 2005. Area de Aguas Superficiales e Ingenieria de Rios y Presas

No obstante, los registros de caudales medios diarios, mensuales y anuales, no son homogéneos en cuanto al periodo disponible y por otra parte la ubicación de las

estaciones en la red hidrográfica permitió que para fines del modelo solo una parte de éstas pudieran ser consideradas. (Ver Figura 2-14).

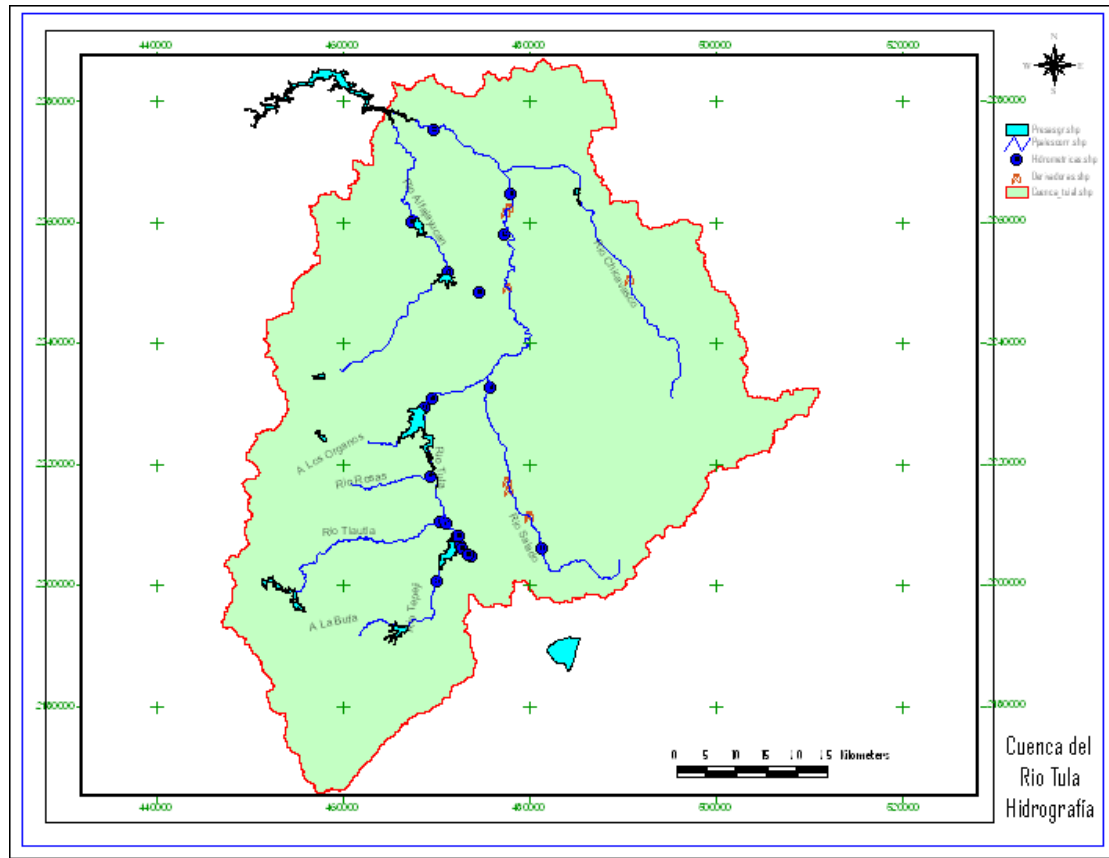


Figura 2-14. Ubicación de estaciones hidrométricas en la red hidrográfica de la cuenca del río Tula

Las estaciones hidrométricas “La Mora”, “Río Salado” y “Salida Portal” permitieron contar con los datos de caudales provenientes de la cuenca del Valle de México y que entran a la cuenca del Río Tula por el Emisor Profundo, Los Túneles de Tequisquiatic y el Tajo de Nochistongo.

Por su parte las estaciones hidrométricas de “Taximay”, “Tlautla” y “Las Rosas” permitieron conocer los caudales provenientes de las partes altas de la cuenca del Río Tula, que entran al sistema de presas de almacenamiento. En general, los datos hidrométricos de estas estaciones, permitieron considerarlos como entradas de agua en el modelo. Algunas de las estaciones restantes, fueron utilizadas de alguna manera para realizar parte del proceso de calibración del modelo.

2.2.2.2 Volúmenes concesionados en la cuenca del Río Tula

De acuerdo con los datos del REPDA, en la cuenca del Río Tula, la Comisión Nacional del Agua ha expedido 845 títulos que amparan los derechos de agua para los distintos tipos de uso y los cuales totalizan unos 452 millones de m³ anuales que se distribuyen conforme a lo siguiente (ver figura 2-15 y cuadro 2-2):

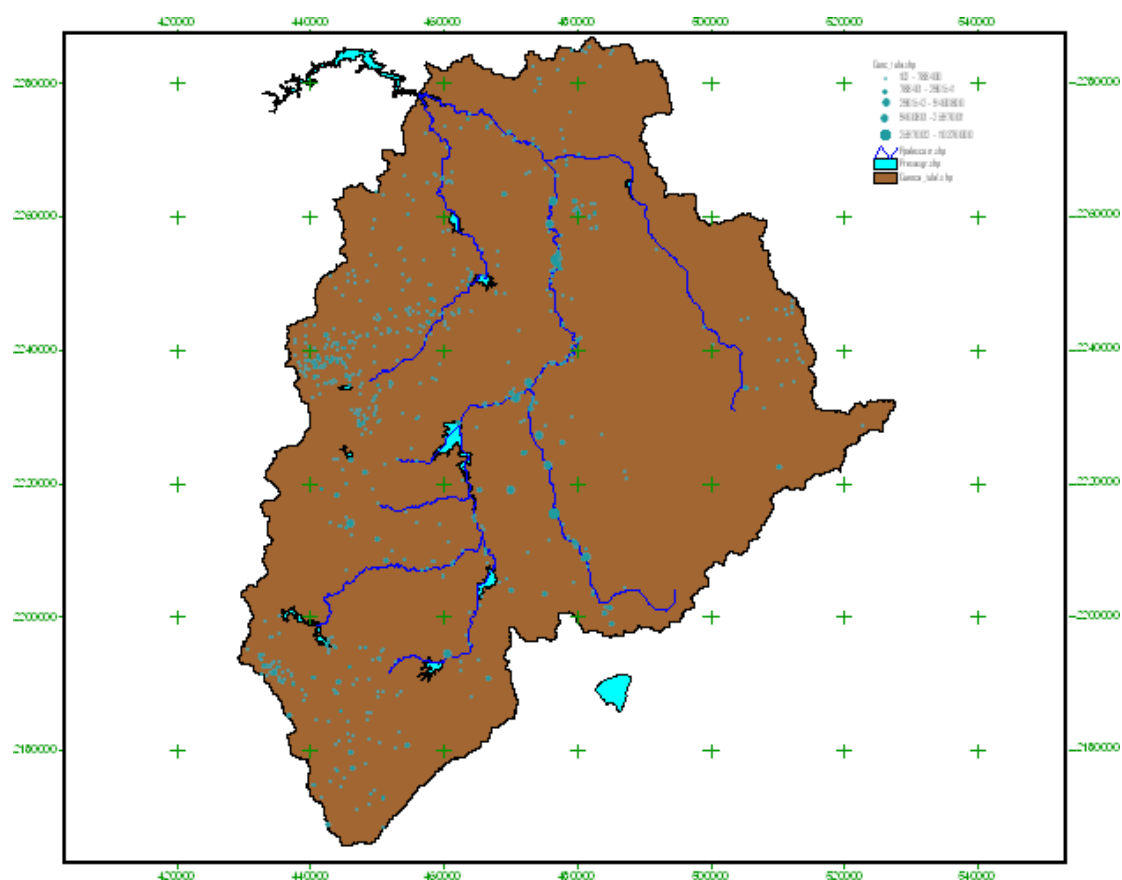


Figura 2-15. Distribución de los títulos de concesión, de acuerdo al volumen anual

Cuadro 2-2. Distribución de los títulos de concesión por tipo de uso

No de Títulos	Tipo de Uso	Volumen Anual (m³)	%
28	ACUACULTURA	15,576,731	3.5%
362	AGRÍCOLA	164,475,968	36.5%
8	DOÉSTICO	22,704	0.0%
2	G. E. HIDROELÉCTRICA	220,752,000	48.9%
12	INDUSTRIAL	25,035,846	5.5%
121	MÚLTIPLE	5,825,428	1.3%
59	PECUARIO	221,792	0.0%
235	PÚBLICO URBANO	14,176,331	3.1%
18	SERVICIOS	5,032,478	1.1%
845		451,119,278	100.0%

Fuente: CNA. 2005. Registro Público de Derechos de Agua.

Cabe señalar, sin embargo que los títulos de concesión que amparan los derechos de uso del agua de los Distritos de Riego 003 Tula, 100 Alfajayucan y 112 Ajacuba no han sido expedidos en su totalidad, considerando que la mayor parte de los módulos de riego no se han transferido a los usuarios; por lo que los volúmenes reportados por el Registro Público de Derechos de Agua no reflejan aun la totalidad de los volúmenes que realmente se están utilizando en la cuenca.

Por lo anterior, se recurrió a la consulta de las estadísticas de distribución del agua en los Distritos de Riego mencionados, con la finalidad de estimar los volúmenes anuales que se utilizan en la agricultura y los cuales están en vías de expedición de los títulos de concesión respectivos.

2.2.2.3 Volúmenes Utilizados por los D. de R. 003, 100 y 112

Para conocer el universo de los derechos de uso del agua en la cuenca del Río Tula y en virtud de lo señalado en el penúltimo párrafo del apartado anterior; se recurrió a las estadísticas de distribución del agua para los Distritos de Riego 003, 100 y 112 que incluyen los volúmenes suministrados al uso industrial y para generación hidroeléctrica, dado que éstos son tomados de la red de canales y de las presas de almacenamiento que la CNA opera en la cuenca.

Cuadro 2-3. Volúmenes mensuales utilizados por los Distritos y Unidades de Riego en la cuenca del Río Tula

USUARIO	TIPO DE USO	VOLUMENES MEDIOS MENSUALES (000 m3)												VOLUEN ANUAL (000 m3)
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
Distrito de Riego 003 Tula	Agrícola	96,419	90,314	90,056	97,736	103,368	101,081	87,908	64,054	36,346	35,150	52,106	78,590	933,128
Distrito de Riego 100 Alfajayucan	Agrícola	37,819	38,889	58,458	71,739	72,668	60,670	46,247	26,453	7,724	25,475	38,493	37,426	522,061
Distrito de Riego 112 Ajacuba	Agrícola	2,560	2,774	2,064	2,796	4,010	2,740	2,406	1,054	0	216	1,038	2,162	23,820
Unidades de Riego DDR 063	Agrícola	3,588	3,861	4,873	5,225	6,108	5,074	3,696	1,981	964	441	1,350	3,272	40,433
Varios	Industrial	1,884	1,700	1,884	1,822	1,884	1,821	1,884	1,884	1,821	1,884	1,821	1,884	22,173
Hidroelectricas CLFC	Generacion de Energia	18,749	16,934	18,749	18,144	18,749	18,144	18,749	18,749	18,144	18,749	18,144	18,749	220,752
VOLUMENES TOTALES*		142,270	137,538	157,335	179,318	188,038	171,386	142,141	95,426	46,855	63,166	94,808	123,334	1,541,615
Gasto medio por mes (m³/seg)		53.118	51.351	58.742	66.950	70.205	63.988	53.069	35.628	17.493	23.584	35.397	46.048	

Fuente: Comisión Nacional del Agua. 2005. GRAVMSC- Gerencia de Operación. Volúmenes Mensuales programados para los D de R 003, 100 y 112 y otros aprovechamientos

Notas: 1/ El volumen usado por hidroelectricas no se acumulo al total, considerando que al turbinarse, retorna a la red de flujo

Puede apreciarse en el cuadro 2-3, que el volumen anual utilizado por los distritos mencionados es de aproximadamente mil quinientos millones de metros cúbicos, de los cuales, menos de una tercera parte están amparados en los títulos de concesión que están registrados en el REPDA, según se mencionó en el apartado 2.2.2.2.

2.2.3 Esquematización de la red de flujo

La complejidad de la red de flujo del agua en la cuenca del Río Tula se deriva de que conforme han crecido los efluentes provenientes del sistema de drenaje del área metropolitana de la ciudad de México, ha crecido la red de canales que suministran a los Distritos de Riego 003 Tula, 100 Alfajayucan y 112 Ajacuba. Por otra parte y conforme la mayor parte de los caudales provenientes del sistema de drenaje de la ciudad de México se han incrementado por el Emisor Profundo a causa del hundimiento de la ciudad, se han agregado a la red, canales que permiten cubrir las superficie que antes se regaban con caudales que ingresaban a la cuenca por los túneles de Tequisquiac, provenientes del sistema de drenaje del área metropolitana de la ciudad de México. (ver Figura 2-16.)

significa que en función de la disponibilidad de datos, la red se esquematizó para considerar solamente los nodos de almacenamiento que corresponden a las presas más importantes que cuentan con la información que requiere el modelo y los nodos de demanda en los que éstas se consideraron a nivel de módulo de riego para el caso del uso agrícola. Se incluyeron otros nodos de demanda para el uso industrial, público urbano, acuacultura y generación de energía hidroeléctrica. Cabe señalar que los usos considerados representan el 98% de los derechos de uso del agua a nivel de cuenca.

Parte importante en la implementación del modelo MODSIM a la cuenca del Río Tula consistió en utilizar el software **LabSid-AquaNet**; el cual incluye una interfase que permite hacer la representación gráfica de la red de flujo; incluye también las interfases para cargar los parámetros de cada uno de los nodos de almacenamiento, demanda y paso del agua así como de los arcos que comunican a cada nodo, para conducir el agua y también incluye la interfase que permite realizar los cálculos conforme al algoritmo descrito en el apartado 2.1.3.

La Figura 2.17, muestra la representación esquemática de la red de flujo, que incluye nodos de almacenamiento (triángulo), nodos de demanda (cuadrado), nodos de paso (círculo) y conducciones (líneas). En esa figura también se aprecia una imagen de fondo que auxilia para la representación gráfica de la red de flujo; al mostrar los límites de la cuenca, la red hidrográfica, la localización de presas de almacenamiento y otros rasgos como la ubicación de áreas agrícolas y con cobertura vegetal densa.

Las líneas que representan las conducciones de agua entre nodos de almacenamiento, de paso y de demanda contienen una flecha que indica el sentido del flujo en la red; de manera que si el flujo pudiera darse en los dos sentidos, se tendría que agregar una línea adicional entre los nodos en que ello ocurriera para esquematizarlo, lo cual no es este el caso.

La red de flujo quedó representada por 87 nodos, de los cuales 7 son de almacenamiento; 31 nodos son de demanda y los 49 restantes son nodos de paso del agua. Estos nodos están conectados por 93 vínculos que representan los tramos de ríos y los canales de

distribución del agua para los módulos de riego que conforman los Distritos de Riego 003, 100 y 112; así como para las unidades de riego y las demandas para uso industrial y para generación de energía hidroeléctrica.

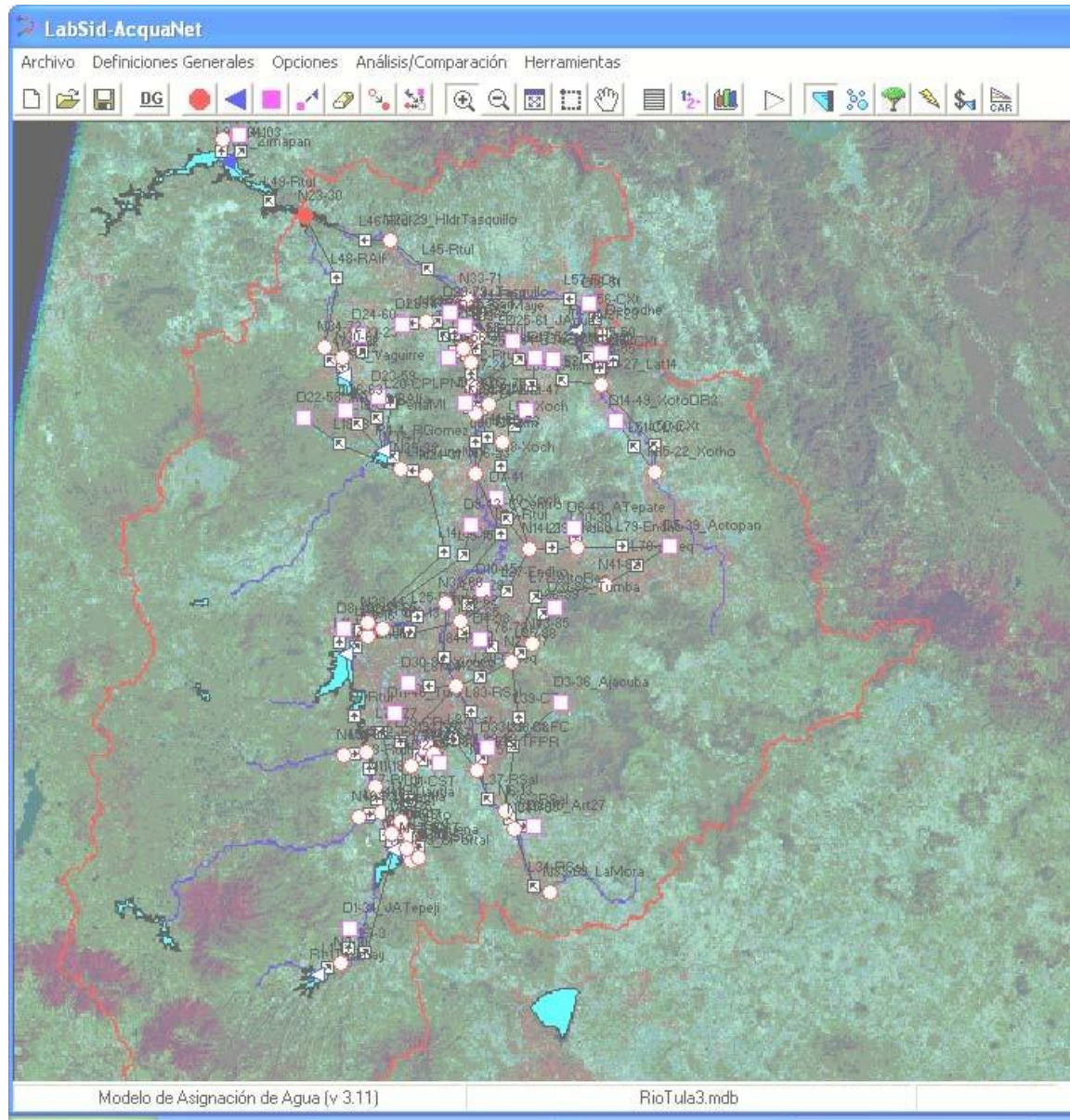


Figura 2-17 Representación esquemática de la red de flujo de agua en la cuenca del río Tula.

2.2.4 Parámetros de los nodos de almacenamiento

Los principales parámetros de los nodos de almacenamiento que requiere el modelo MODSIM, se refieren en este caso a la capacidad máxima, la capacidad mínima y la capacidad al inicio del periodo de simulación. Asimismo es necesario caracterizar el almacenamiento con una curva elevación-área-capacidad y la tasa de evaporación

mensual, que permita a las interfases de cálculo contabilizar el volumen almacenado, estimar el volumen evaporado durante el intervalo de cálculo (día, semana, mes) y estimar el volumen derramado. En su caso se caracteriza la capacidad para generación de energía hidroeléctrica en los casos en que la presa esté equipada para ello.

2.2.4.1. Presa Taximay

Unos de los 7 nodos de almacenamiento se refieren a la presa Taximay que se localiza en la parte alta de la cuenca del río Tula, en los límites de los Estados de México e Hidalgo; sobre uno de los afluentes que se denomina Río San Luis. Se trata de una presa constituida por una cortina de enrocamiento y una pantalla de concreto reforzado de espesor variable que permite impermeabilizar la estructura para constituir el vaso de almacenamiento (ver figura 2-18), cuya capacidad máxima es de 42.7 Mm³.



Figura 2-18. Vista de la cortina y parte del vaso de la presa Taximay

Las principales características que permitieron determinar los parámetros de este nodo de almacenamiento se muestran en el cuadro 2-4 y los datos de la curva elevaciones-áreas-almacenamientos se muestran en la figura 2-19.

Para determinar la tasa de evaporación en esta presa se consideraron los datos de precipitación y evaporación de la estación climatológica Taximay que se localiza muy

cercana a la presa. Para ello se restó a la evaporación mensual (mm), la precipitación mensual (mm). La tasa de evaporación se ingreso como dato al modelo transformando su valor a metros/mes.

Esta presa inicialmente fue construida para generar energía hidroeléctrica, pero actualmente ya no cuenta con equipo para ello, por lo que en los parámetros de caracterización no se incorporan para fines del modelo.

Cuadro2-4. Características de la presa Taximay

Concepto	Características
Localización	Sobre el Río San Luis de las Peras, en el Municipio de Villa del Carbón, Edo. de México
Capacidad Total	42.749 Mm ³
Capacidad Útil	42.749 Mm ³
Propósito	Riego
Tipo de Cortina	El elemento impermeable es una pantalla de concreto y el elemento estabilizador es de enrocamiento.
Elevación del Vertedor	2,208.00 m.s.n.m.
Tipo de Vertedor	Cresta Libre con Canal Vertedor
N.A.M.E.	2,210.00 msnm
Longitud de la Cresta	145 m Tipo Creaguer
Capacidad del Vertedor	730 m ³ /s
Obra de Toma	Válvula de agua de 54" y compuerta de emergencia válvula de mariposa. (Incluye compuertas radiales)
Capacidad Obra de Toma	14 m ³ /s
Construida por	Compañía de Luz y Fuerza y FF. CC. de Pachuca, Hgo., en 1912, sobreelevada en 1933.
Longitud Cortina	232.80 m
Altura Máxima	34.00 m
Elevación Corona	2,211.35 msnm.
Ancho Corona	4.00 m
Elevación Azolves	2,187.50 msnm.
Capacidad Azolves	0.00 m ³
Elevación Umbral Obra de Toma	2,187.50 msnm.
Escorrentamiento Máximo	156,200 Mm ³ , 1967
Escorrentamiento Medio	73.3423 Mm ³ , (1955-1977)
Escorrentamiento Mínimo	29.300 Mm ³ , 1964
Área de Cuenca	325 m ²
Área de Riego	No tiene área definida, auxilia al río salado en época de estiaje.
Fecha en que inicio su Operación	1915

Fuente: CNA. Presas de Mexico

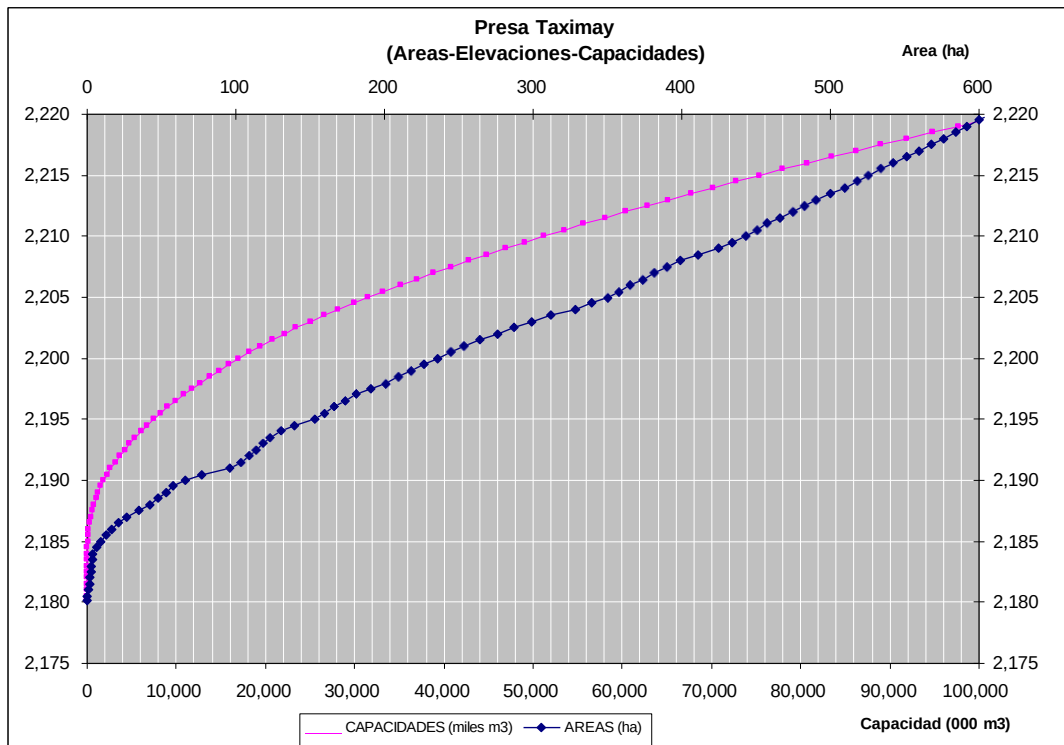


Figura 2-19. Curva de elevaciones—áreas-capacidades de la presa Taximay

En la Figura 2-20 se observa la forma en que los parámetros correspondientes a la capacidad de la presa Taximay y su curva de elevaciones-áreas-capacidades fueron ingresados.

Datos del Almacenamiento de agua R1-1Taximay

Características físicas

Identificación
Nombre del almacenamiento: R1-1Taximay

Volúmenes característicos

Volumen máximo (Mm³): 42.749

Volumen mínimo (Mm³): 10.000

Volumen inicial (Mm³): 40.000

Tabla Cota-Área-Volumen

Cota (m)	Área (km²)	Volumen (Mm³)
2180.150	0.000	0.000
2185.500	0.126	0.148
2188.500	0.479	1.000
2190.500	0.773	2.238
2192.500	1.140	4.235
2195.500	1.600	8.253
2199.500	2.270	15.914
2201.500	2.640	20.801
2204.500	3.390	29.899
2207.500	3.900	40.797
2209.500	4.340	49.077
2212.000	4.750	60.369
2214.000	5.100	70.193
2216.000	5.420	80.708
2217.500	5.680	89.051
2218.000	5.760	91.889
2218.500	5.840	94.773
2219.000	5.920	97.728
2219.500	6.000	100.657
2220.000	6.080	103.729

Ok Cancelar

Figura 2-20. Valores característicos de capacidades de la presa Taximay, cargados al modelo

En la figura 2-21 se ilustra la forma en que se ingresaron los datos de caudal natural afluente al nodo proveniente de la cuenca propia y los datos correspondientes a la tasa de evaporación mensual.

Datos del Almacenamiento de agua R1-1Taximay

Características físicas | Prioridad / Volumen Meta | **Caudal natural / Evaporación**

Caudal natural (m³/s)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.921	0.825	0.900	8.600	5.851	5.707	2.117
1989	1.065	0.871	4.563	5.376	1.199	4.053	3.504
1990	0.297	1.093	0.893	3.970	2.364	3.929	4.797
1991	0.423	0.159	0.162	0.500	8.105	12.295	22.233
1992	2.412	4.489	7.543	2.292	0.693	0.815	8.072
1993	1.839	1.344	0.235	1.250	11.387	8.114	6.729
1994	2.434	1.247	0.009	0.000	5.711	0.262	3.460
1995	1.488	1.546	0.985	1.450	9.468	8.678	1.993
1996	0.877	0.528	0.750	4.438	9.237	8.562	3.437
1997	0.991	0.553	0.500	0.575	8.871	12.063	2.957
1998	1.088	0.431	5.758	7.124	5.200	1.174	1.147

Tasa de Evaporación (m/mes)

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evaporación	0.116	0.144	0.197	0.177	0.134	0.029	-0.019	0.005	-0.005	0.059	0.095	0.098

Ok Cancelar

Figura 2-21. Tasa de evaporación y caudal natural de la presa Taximay, cargados al modelo

Por otra parte y considerando que la implementación del modelo se inicio con una simulación en modo continuo para calibración; se incluyeron, de acuerdo a como se ilustra en la figura 2-22, los datos que indican la política de operación del almacenamiento y su prioridad.

Estos datos se refieren a un almacenamiento meta a ser logrado para en periodo, en contraposición a la prioridad de satisfacer la demanda en otros nodos, aun a costa de que el almacenamiento deseado no se logre.

Datos del Almacenamiento de agua R1-1Taximay

Características físicas **Prioridad / Volumen Meta** Caudal natural / Evaporación

Prioridad del Volumen Meta

Prioridad: 20

Volumen Meta (fracción del Volumen Máximo)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1989	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1990	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1991	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1992	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1993	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1994	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1995	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1996	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1997	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1998	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1999	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
2000	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38

Ok Cancelar

Figura 2-22. Política de operación y prioridad asignada en el modelo para la presa Taximay

El proceso de carga de los datos para la implementación del modelo MODSIM es relativamente sencillo, al emplear las interfases del software **LabSid-AquaNet** y ello se realiza conforme se van agregando los nodos para representar gráficamente la red de flujo del agua.

2.2.4.2. Presa Requena

Otro de los nodos de almacenamiento se refiere a la presa Requena que se localiza aguas abajo de la presa Taximay sobre el Río Tepeji. Se trata de una presa constituida por una cortina mixta de tierra y enrocamiento con un elemento impermeabilizante al centro, constituido por un muro de mampostería reforzada. Cuenta con un vertedor de demasías que en una parte es controlado por compuertas y otra parte de la cresta vertedora libre se ubica a mayor elevación. (ver figura 2-23). El volumen de almacenamiento máximo es de 52 Mm³ y éste queda definido por la elevación del nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO).



Figura 2-23. Vertedor de la presa Requena

Las principales características que permitieron determinar los parámetros de este nodo de almacenamiento para ser cargados al modelo, se muestran en la cuadro 2-5 y los datos de la curva elevaciones-áreas-almacenamientos se muestran en la figura 2-24.

Cuadro 2-5. Características de la presa Requena.

Concepto	Características
Localización	Sobre el Río Tepeji, Municipio de Tepeji del Río, Hidalgo
Capacidad Total	70 Mm ³
Capacidad Útil	52.547 Mm ³
Propósito	Riego y Control de Avenidas
Tipo de Cortina	Mixto de tierra y enrocamiento con corazón celular de mampostería reforzada
Elevación del Vertedor	2,108.96 msnm
Tipo de Vertedor	Mixto cresta libre de descarga directa y un tramo de cresta controlada por medio de cuatro puertas radiales, longitud de la cresta libre 38.9 m, longitud de la cresta controlada 22 m, elevación del umbral de las compuertas 2,105.65 msnm.
N.A.M.E.	2,109.00 msnm.
Longitud de la Cresta	38.90 m
Capacidad del Vertedor	600 m ³ /s
Obra de Toma	Obra de toma de torre con una compuerta de emergencia deslizante y dos de servicio también deslizantes.
Capacidad Obra de Toma	15 m ³ /seg.
Construida por	Compañía de Luz y Fuerza y FF. CC. de Pachuca, Hgo. en 1919-1922 sobreelevada en 1930.
Longitud Cortina	195.00 m
Altura Máxima	27.00 m
Elevación Corona	2,112.00 msnm
Ancho Corona	6.00 m
Elevación Azolves	2,085.30
Capacidad Azolves	0.00 m ³
Elev. Umbral O. Toma	2085.30 msnm
Escorrentamiento Máximo	287.756 Mm ³ , 1973
Escorrentamiento Medio	161.081 Mm ³ (1955-1977)
Escorrentamiento Mínimo	34,401.2 Miles de m ³ , 1957
Área de Cuenca	No hay datos
Área de Riego	No tiene área definida, auxilia al río Salado en época de estiaje
Fecha de Operación	1924

Fuente: CNA. Presas de México

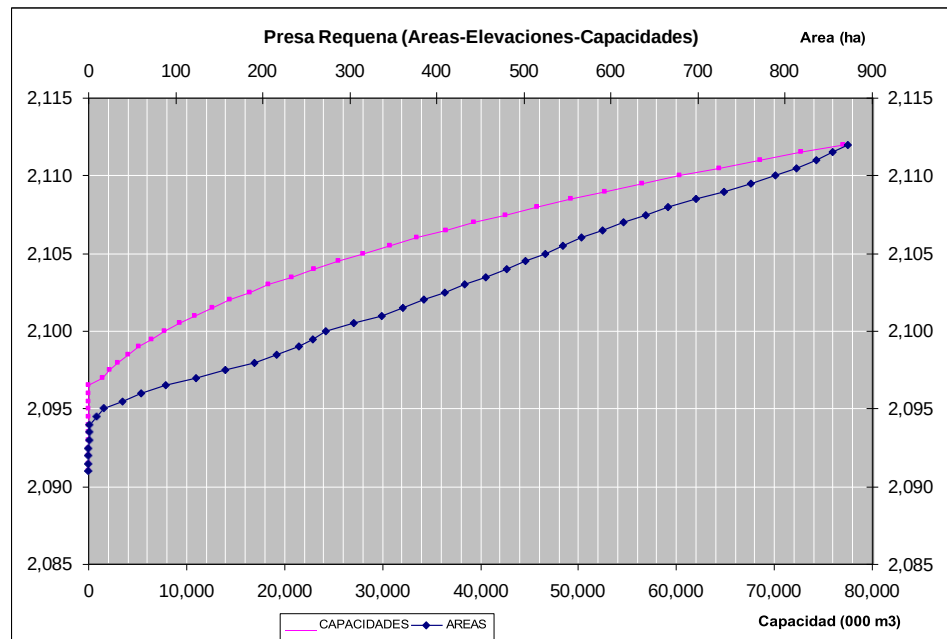


Figura 2-24. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Requena

En la figura 2-25 se aprecian los datos característicos de las capacidades de almacenamiento y curva de elevaciones-áreas-capacidades; mientras que la figura 2-26 muestra los datos de tasa mensual de evaporación. Cabe señalar que en este nodo no se consideró caudal natural en virtud de que la porción de cuenca entre las presas Taximay y Requena es relativamente pequeña, por lo que el caudal afluente a este nodo quedará definido principalmente por los derrames de la presa Taximay.

Datos del Almacenamiento de agua R2-7_Requena

Características físicas

Identificación
Nombre del almacenamiento:

Volumenes característicos
Volumen máximo (Mm³):
Volumen mínimo (Mm³):
Volumen inicial (Mm³):

Tabla Cota-Área-Volumen

Cota (m)	Área (km²)	Volumen (Mm³)
2096.500	0.000	0.000
2097.000	1.230	1.400
2097.500	1.570	2.200
2098.000	1.900	3.000
2098.500	2.160	4.050
2099.000	2.420	5.100
2099.500	2.570	6.400
2100.000	2.720	7.700
2100.500	3.050	9.250
2101.000	3.370	10.800
2102.500	4.090	16.400
2104.500	5.020	25.500
2105.500	5.450	30.750
2106.500	5.900	36.450
2107.500	6.400	42.600
2109.000	7.300	52.700
2110.000	7.890	60.300
2110.500	8.130	64.400
2111.000	8.360	68.500
2112.000	8.720	77.000

Ok Cancelar

Figura 2-25. Datos de capacidades de la presa Requena, cargados al modelo

Caudal natural (m³/s)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1989	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1990	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1991	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1992	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1993	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1994	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1997	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tasa de Evaporación (m/mes)

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evaporación	0.113	0.118	0.142	0.133	0.108	0.045	0.032	0.048	0.043	0.085	0.105	0.111

Figura 2-26. Tasa de evaporación de la presa Requena, cargados al modelo

Por lo que respecta a los datos de política de operación de esta presa y la prioridad asociada a ésta, se aprecian en la figura 2-27.

Prioridad del Volumen Meta

Prioridad: 60

Volumen Meta (fracción del Volumen Máximo)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1989	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1990	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1991	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1992	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1993	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1994	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1995	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1996	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1997	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1998	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
1999	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38
2000	1.00	1.00	0.82	0.65	0.55	0.29	0.38

Figura 2-27. Políticas de operación y prioridad para la presa Requena; consideradas en el modelo

2.2.4.3. Presa Endhó

El tercer nodo de almacenamiento se refiere a la presa Endhó, que se localiza aguas abajo de la presa Requena, sobre el Río Tula.

Se trata de una presa constituida por una cortina de materiales graduados; en donde el elemento impermeabilizante colocado al centro está constituido por tierra y el cual tiene taludes 1:1 y en ambos paramentos están respaldados por cuerpos de enrocamiento con taludes 2.5:1 para darle estabilidad a la estructura.



Figura 2-28. Cresta vertedora de la presa Endhó

Cuenta con un vertedor de demasías con cresta libre en forma parabólica (en planta) y con perfil tipo Creager; el cual está colocado en la margen izquierda (ver figura 2-28). El volumen de almacenamiento máximo de esta presa es de 182 Mm^3 ; el cual queda definido por la elevación de la cresta del vertedor. Las principales características que permitieron determinar los parámetros de este nodo de almacenamiento se muestran en la cuadro 2-6 y los datos de la curva elevaciones-áreas-almacenamientos se muestran en la figura 2-29.

Cuadro 2-6. Características de la presa Endhó

Concepto	Características
Localización	Sobre el Río Tula, Mpio. de Tula, Hgo.
Capacidad Total	185.500 Mm ³
Capacidad Útil	133.500 Mm ³
Propósito	Riego
Tipo de Cortina	Mixto corazón de arcilla y enrocamiento
Elevación del Vertedor	2,018.0 msnm.
Tipo de Vertedor	Parabólico en planta y Cimacio Creaguer
N.A.M.E	2,020.00 msnm.
Longitud de la Cresta	197.75 m
Capacidad del Vertedor	1,100 m ³ /s
Coordenadas Construidas por	Secretaría de Recursos Hidráulicos en 1947-1951
Longitud Cortina	1,400.0 m
Altura Máxima	50.00 m
Elevación Corona	2,023 msnm.
Ancho Corona	10.00 m
Elevación Azolves	2,001.93 msnm.
Capacidad Azolves	44.4 Mm ³ sin proyecto
Escurrecimiento Máximo	1,060.701 Mm ³ , 1976
Escurrecimiento Medio	461.2985 Mm ³ , 1964-1977
Escurrecimiento Mínimo	206.5994 Mm ³ , 1968
Área de Cuenca	4,940 m ²
Área de Riego	No tiene área definida, auxilia al río Salado en época de estiaje
Fecha de Operación	1969

Fuente: CNA. Presas de Mexico

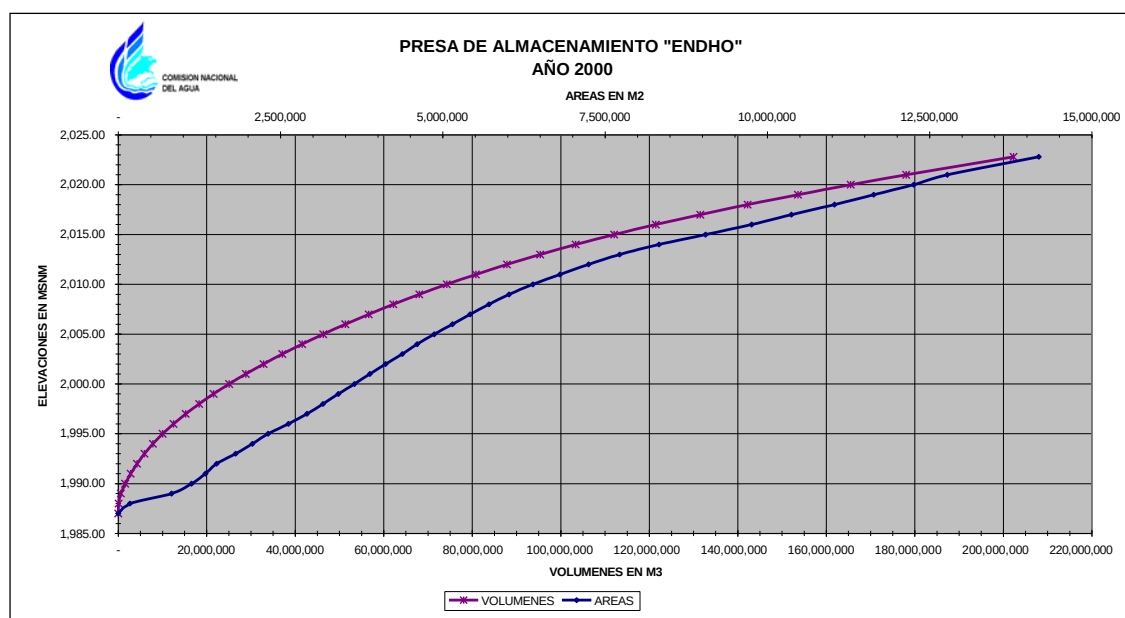


Figura 2-29. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Endhó

En la figura 2-30 se aprecian los datos característicos de las capacidades de almacenamiento y curva de elevaciones-áreas-capacidades; mientras que la figura 2-31 muestra los datos de tasa mensual de evaporación. Cabe señalar que en este nodo no se

consideró caudal natural en virtud de que la porción de cuenca no controlada por la presa Requena fue considerada en los nodos Tlautla y Las Rosas.

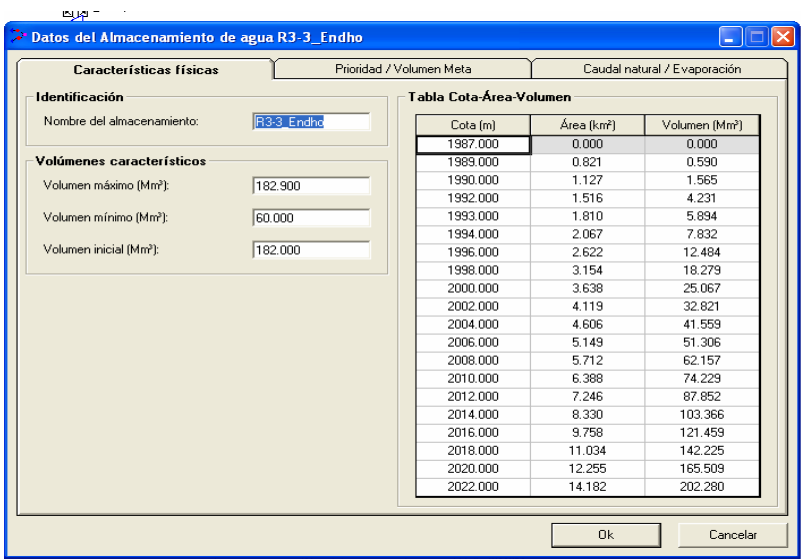


Figura 2-30. Características de almacenamiento de la presa Endhó.

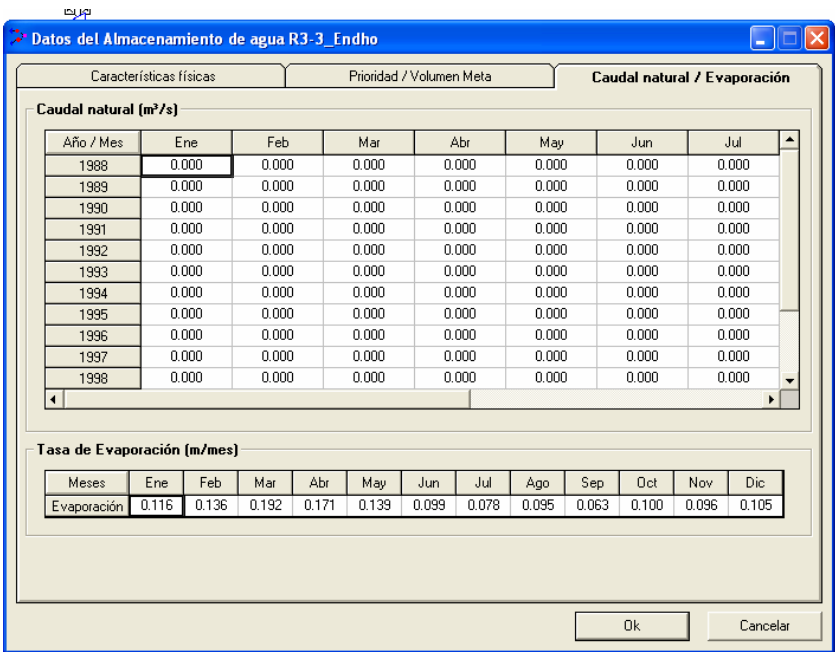


Figura 2-31. Tasa de evaporación mensual de la presa Endhó

Por lo que respecta a los datos de política de operación de esta presa y su prioridad asociada, se aprecian en la figura 2-32.

Datos del Almacenamiento de agua R3-3_Endho

Características físicas **Prioridad / Volumen Meta** Caudal natural / Evaporación

Prioridad del Volumen Meta

Prioridad: 40

Volumen Meta (fracción del Volumen Máximo)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1989	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1990	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1991	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1992	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1993	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1994	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1995	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1996	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1997	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1998	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
1999	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35
2000	1.00	0.90	0.80	0.60	0.40	0.33	0.35

Ok Cancelar

Figura 32. Políticas de operación y prioridad para la presa Endhó.

2.2.4.4. Presa Javier Rojo Gómez

El cuarto nodo de almacenamiento de la red de flujo es la presa Javier Rojo Gómez, que está constituida por una cortina de materiales graduados con longitud de 2,040 m en la corona; altura máxima de 60 m hasta el desplante. Cuenta con un vertedor controlado por tres compuertas radiales (ver figura 2-33); el cual descarga los excedentes hacia el Río Alfajayucan, en el que se localiza.



Figura 2-33. Vista de la Presa Javier Rojo Gómez

Esta presa recibe aportaciones de su cuenca propia y trasvase desde la presa Endhó por el Canal del Centro que cruza desde el Río Tula hacia el túnel El Gallinero para

descargar al vaso de esta presa. Las principales características que permitieron determinar los parámetros de este nodo de almacenamiento se muestran en la cuadro 2-7 y los datos de la curva elevaciones-áreas-almacenamientos se ilustran en la figura 2-34.

Cuadro 2-7. Características de la presa Javier Rojo Gómez (La Peña)

Concepto	Características
Localización	Sobre el Río Alfajayucan, en el Municipio de Alfajayucan, Hidalgo
Capacidad Total	51 Mm ³
Capacidad Útil	51 Mm ³
Propósito	Riego
Tipo de Cortina	Sección de materiales graduados y enrocamiento
Elevación del Vertedor	1,960.00
Tipo de Vertedor	Controlado con tres compuertas radiales
N.A.M.E.	1,975.00
Longitud de la Cresta	18 m, con tres claros de 6 m cada uno
Capacidad del Vertedor	522 m ³ /s
Obra de Toma	Torre galería con compuertas
Capacidad Obra de Toma	50 m ³ /s
Construida por	Secretaría de Recursos Hidráulicos, en 1979.
Longitud Cortina	2,040 m
Altura Máxima	55.00 m
Elevación Corona	1,977.00 msnm.
Ancho Corona	9.00 m
Elevación Azolves	1,948.50
Capacidad Azolves	4 Mm ³
Elevación Umbral Obra de Toma	1,940.00 msnm.
Escurrimiento Medio	126 Mm ³
Área de Cuenca	228 Km ²
Área de Riego	11,600 ha
Fecha en que inició su Operación	1979

Fuente: CNA. Presas de México

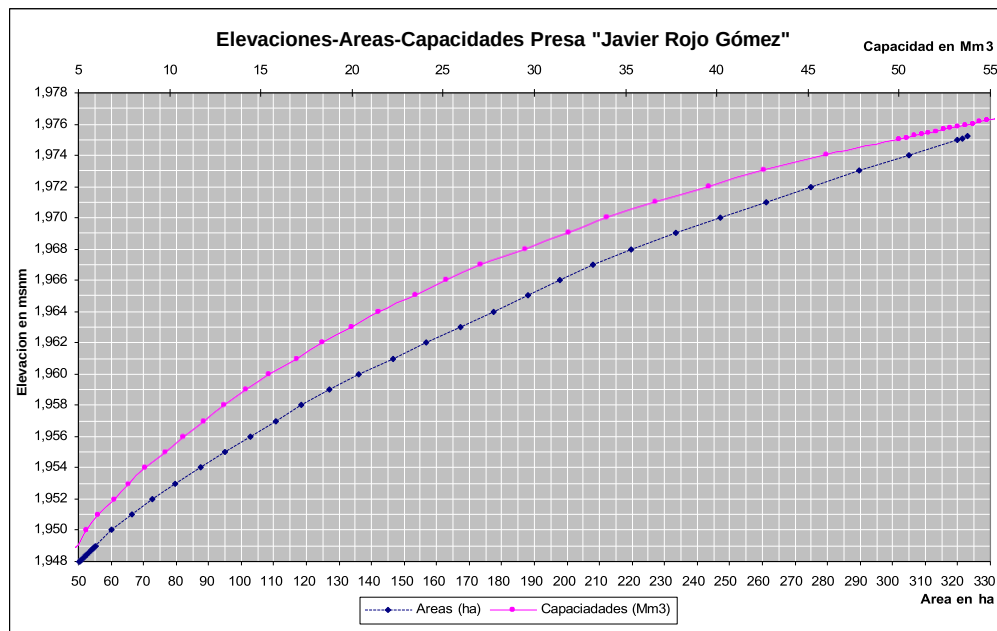


Figura 2-34. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Javier Rojo Gómez (La Peña)

En la figura 2-35 se aprecian los datos característicos de las capacidades de almacenamiento y curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Rojo Gómez; mientras que la figura 2-36 muestra los datos de tasa mensual de evaporación.

Datos del Almacenamiento de agua R4-4_RGomez

Características físicas

Identificación
Nombre del almacenamiento: R4-4_RGomez

Volumenes característicos
Volumen máximo (Mm³): 50.000
Volumen mínimo (Mm³): 4.500
Volumen inicial (Mm³): 40.000

Tabla Cota-Área-Volumen

Cota (m)	Área (km²)	Volumen (Mm³)
1948.000	0.000	0.000
1948.600	0.533	4.580
1949.000	0.552	4.900
1950.000	0.600	5.500
1952.000	0.728	7.000
1954.000	0.874	8.700
1956.000	1.026	10.800
1958.000	1.184	13.000
1960.000	1.360	15.500
1962.000	1.568	18.400
1964.000	1.776	21.500
1966.000	1.980	25.200
1968.000	2.198	29.500
1970.000	2.470	34.000
1971.000	2.610	36.600
1972.000	2.750	39.600
1973.000	2.896	42.600
1974.000	3.048	46.000
1975.000	3.200	50.000
1976.000	3.352	54.000

Ok Cancelar

Figura 2-35. Características de almacenamiento de la presa J. Rojo Gómez

Datos del Almacenamiento de agua R4-4_RGomez

Caudal natural / Evaporación

Caudal natural (m³/s)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1989	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1990	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1991	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1992	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1993	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1994	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1997	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tasa de Evaporación (m/mes)

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evaporación	0.091	0.108	0.169	0.163	0.144	0.099	0.085	0.093	0.050	0.079	0.077	0.096

Ok Cancelar

Figura 2-36. Tasa de evaporación en la presa J. Rojo Gómez

Por lo que respecta a los datos de política de operación de ésta presa y la prioridad asociada a ésta se aprecian en la figura 2-37.

Datos del Almacenamiento de agua R4-4_RGomez

Características físicas **Prioridad / Volumen Meta** Caudal natural / Evaporación

Prioridad del Volumen Meta

Prioridad
50

Volumen Meta (fracción del Volumen Máximo)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1989	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1990	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1991	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1992	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1993	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1994	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1995	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1996	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1997	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1998	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
1999	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09
2000	0.80	0.75	0.60	0.41	0.23	0.09	0.09

Ok Cancelar

Figura 2-37. Políticas de operación y prioridad asignada a la presa J. Rojo Gómez

2.2.4.5. Presa Vicente Aguirre

La presa Vicente Aguirre es el quinto nodo de almacenamiento. Se trata de una cortina tipo gravedad-concreto (ver figura 2-38), con una longitud de 164 m en la corona; cuenta con una obra de excedencias (vertedor) que se ubica en el centro de la cortina; de cresta libre de 60 m de longitud. El ancho de la corona es de 2.50 m y la altura en la sección máxima de la cortina de 27 m desde el desplante.



Figura 2-38. Vista de la presa Vicente Aguirre

Las principales características que permitieron determinar los parámetros de este nodo de almacenamiento se muestran en la cuadro 2-8 y los datos de la curva elevaciones-áreas-almacenamientos se ilustran en la figura 2-39.

Cuadro 2-8. Características de la presa Vicente Aguirre (Glondrinas)

Concepto	Características
Localización	Sobre el Río Alfajayucan, en el Municipio de Alfajayucan, Hidalgo
Capacidad Total	25
Capacidad Útil	20.1
Propósito	Riego
Tipo de Cortina	Seccion gravedad concreto y un dique de tierra de 950 m de longitud
Elevación del Vertedor	1854.9
Tipo de Vertedor	Cresta Libre con perfil tipo Creager
N.A.M.E.	1857.16
Longitud de la Cresta	160 m Tipo Creaguer
Capacidad del Vertedor	400 m³/s
Obra de Toma	Tubería de acero de " con valvulas tipo mariposa
Capacidad Obra de Toma	14 m³/s
Construida por	Secretaria de Recursos Hidraulicos, en 1952.
Longitud Cortina	160 m
Altura Máxima	27.00 m
Elevación Corona	1,857.60 msnm.
Ancho Corona	2.50 m
Capacidad Azolves	0.40 Mm³
Elevación Umbral Obra de Toma	1,844.60 msnm.
Área de Cuenca	325 m²
Área de Riego	3,000 ha
Fecha en que inicio su Operación	1955

Fuente: CNA. Presas de Mexico

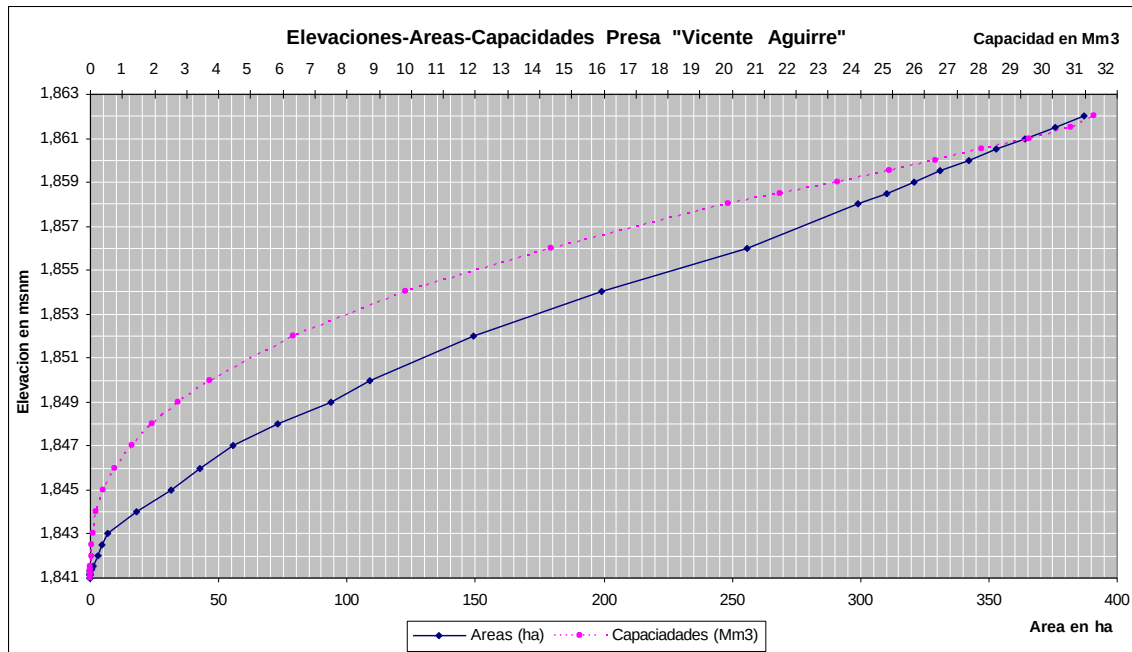


Figura 2-39. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Vicente Aguirre

En la figura 2-40 se aprecian los datos característicos de las capacidades de almacenamiento y curva de elevaciones-áreas-capacidades; mientras que la figura 2-41 muestra los datos de tasa mensual de evaporación. Cabe señalar que en este nodo no se consideró caudal natural en virtud de que la porción de cuenca no controlada por la presa Requena fue considerada en los nodos Tlautla y Las Rosas.

Datos del Almacenamiento de agua R5-5_Vaguirre

Características físicas

Nombre del almacenamiento: R5-5_Vaguirre

Volúmenes característicos

Volumen máximo (Mm³): 20.800

Volumen mínimo (Mm³): 0.400

Volumen inicial (Mm³): 20.000

Tabla Cota-Área-Volumen

Cota (m)	Área (km²)	Volumen (Mm³)
1841.200	0.000	0.000
1841.400	0.006	0.006
1842.000	0.028	0.030
1843.000	0.065	0.070
1844.000	0.177	0.170
1845.000	0.313	0.405
1845.500	0.374	0.580
1846.000	0.428	0.780
1847.000	0.553	1.280
1848.000	0.731	1.925
1849.000	0.937	2.730
1850.000	1.090	3.745
1851.000	1.270	4.955
1852.000	1.490	6.330
1853.000	1.730	7.935
1854.000	1.990	9.830
1856.000	2.560	14.350
1858.000	2.990	19.875
1860.000	3.420	26.338
1862.000	3.870	31.265

Figura 2-40. Características de almacenamiento de la presa Vicente Aguirre

Datos del Almacenamiento de agua R5-5_Vaguirre

Caudal natural / Evaporación

Caudal natural (m³/s)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1989	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1990	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1991	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1992	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1993	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1994	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1997	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tasa de Evaporación (m/mes)

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evaporación	0.115	0.139	0.199	0.195	0.174	0.117	0.115	0.117	0.076	0.097	0.114	0.111

Figura 2-41. Tasa de evaporación mensual en el vaso de la presa Vicente Aguirre

Los datos de las políticas de operación y prioridad de este nodo de almacenamiento se cargaron al modelo conforme se ilustra en la figura 2-42.

Datos del Almacenamiento de agua R5-5_Vaguirre

Características físicas | **Prioridad / Volumen Meta** | Caudal natural / Evaporación

Prioridad del Volumen Meta

Prioridad: 50

Volumen Meta (fracción del Volumen Máximo)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1989	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1990	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1991	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1992	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1993	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1994	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1995	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1996	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1997	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1998	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
1999	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13
2000	0.50	0.39	0.26	0.16	0.06	0.03	0.13

Ok Cancelar

Figura 2-42. Políticas de operación y prioridad asignadas a la presa Vicente Aguirre

2.2.4.6. Presa Debodhé

El sexto nodo de almacenamiento de la red de flujo para la cuenca del Río Tula, es la presa Debodhé; ubicada sobre el Río Chicavasco y la cual está formada por una cortina de mampostería junteada con mortero. En 1954 fue sobrelevada y reforzada por la SRH mediante respaldo de enrocamiento acomodado en el talud aguas abajo. La longitud de la cortina es de 115.50 m, la altura máxima es de 29 m.



Figura 2-43. Vista de la presa Debodhé

La obra de toma está formada por una lumbrera de mampostería con 6 m de altura, 1.40 m de radio del umbral con rejillas, 4 m de radio en la base y 13 orificios circulares de 40 cm de radio aproximadamente, con barrotes redondos de 1" de diámetro que permiten la entrada del agua a una tubería de descarga de 36 " de diámetro, alojada en un túnel de corta longitud excavado en la ladera, tiene una válvula de compuerta a la salida y un codo de 90° para descargar a un canal de concreto. Por su parte, el vertedor se ubica sobre la margen izquierda, es de cresta libre con una longitud de 13 m, descarga por una rápida de 30 m de longitud excavada sobre la roca un gasto máximo de 20 m³/s; su incorporación se hace al río cayendo una altura aproximada de 25 m desde la rápida de descarga hasta el cauce natural (ver figura 2-43). Sin embargo esta presa actualmente no es operada por la CNA, aunque los usuarios llegan a utilizarla en años muy secos para complementar las demandas de agua en los módulos de riego que se ubican en el valle de Ixmiquilpan. Los derrames que presenta esta presa casi durante todo el año escurren hacia el Río Tula para desfogarse a la presa Zimapán, en donde se utilizan para generar energía hidroeléctrica.

Cota (m)	Área (km²)	Volumen (Mm³)
1790.700	0.000	0.000
1791.000	0.002	0.001
1792.000	0.104	0.053
1793.000	0.253	0.231
1794.000	0.352	0.534
1795.000	0.401	0.910
1796.000	0.439	1.330
1797.000	0.477	1.788
1798.000	0.517	2.286
1799.000	0.556	2.822
1800.000	0.594	3.397
1801.000	0.624	4.006
1802.000	0.653	4.644
1803.000	0.681	5.312
1804.000	0.715	6.010
1804.500	0.788	6.385
1805.000	0.833	6.791
1806.000	0.894	7.654
1807.000	0.939	8.571
0.000	0.000	0.000

Figura 2-44. Características de almacenamiento de la presa Debodhé

Los datos de capacidad, incluida su curva elevaciones-áreas-capacidades; así como la tasa de evaporación, considerados en el modelo, fueron cargados conforme se ilustra en las figuras 2-44 y 2-45, respectivamente.

Datos del Almacenamiento de agua R6-6_Debodhe

Características físicas Prioridad / Volumen Meta Caudal natural / Evaporación

Caudal natural (m³/s)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1989	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1990	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1991	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1992	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1993	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1994	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1995	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1996	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1997	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Tasa de Evaporación (m/mes)

Meses	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evaporación	0.109	0.135	0.190	0.182	0.166	0.126	0.117	0.122	0.086	0.102	0.109	0.103

Ok Cancelar

Figura 2-45. Tasa de evaporación mensual en el vaso de la presa Debodhé

2.2.4.1. Presa Zimapán

La Presa Zimapán, se localiza a la salida de la cuenca del Río Tula y se incluyó básicamente con la idea de calibrar el modelo y en una posterior etapa de la investigación ampliar el modelo para incorporar la variable de generación hidroeléctrica una vez que pueda complementarse para incluir la cuenca del Río San Juan que también hace una aportación importante para el llenado de esta presa.

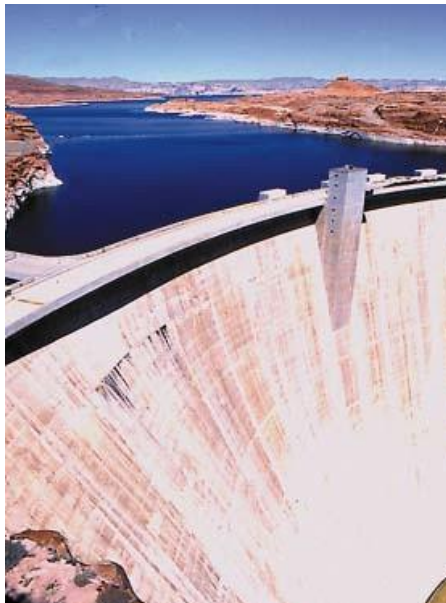


Figura 2-46. Cortina de la Presa Zimapán

Esta presa inició su operación en 1994 una vez que se concluyó su construcción y equipamiento por parte de la Comisión Federal de Electricidad. Se trata de una presa del tipo arco de concreto empotrada en los taludes casi verticales de roca que forman el cañón del Río Moctezuma (ver figura 2-46). Tiene un vertedor controlado por compuertas, que descarga al río por medio de los túneles que se utilizaron para la obra de desvío durante la etapa de construcción de la cortina. La capacidad máxima de esta presa es de 1,390 Mm³ y la curva de elevaciones-áreas-capacidades se muestra en la figura 2-47. La obra de toma alimenta una estación hidroeléctrica equipada con turbinas y cuyo gasto máximo es de 55 m³/S.

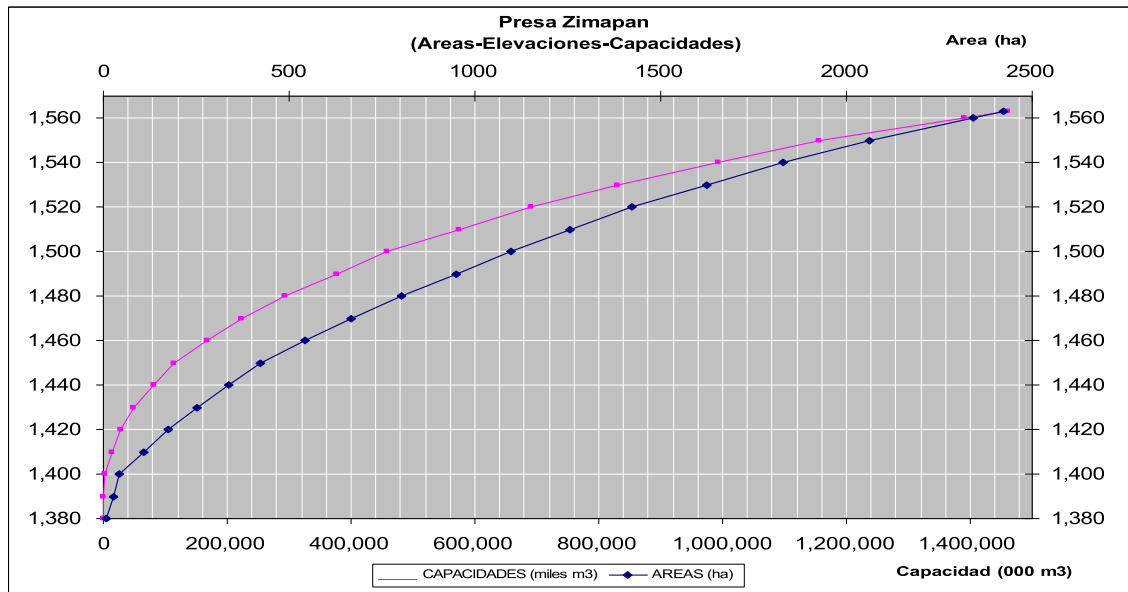


Figura 2-47. Curva de elevaciones-áreas-capacidades de la presa Zimapán

2.2.5 Parámetros de los nodos de paso

De acuerdo con la metodología del modelo MODSIM, es en los nodos donde se establece el balance de masa para verificar que se cumpla una condición del modelo que consiste en que las entradas de agua sean iguales a las salidas. En los nodos de paso a diferencia de los de almacenamiento, estos cálculos solo se realizan en el nodo real, pues no se crean nodos artificiales. Para el caso de este modelo; de los 49 nodos de paso que considera la red de flujo, 6 consideran caudal natural afluente para tomar en cuenta las principales entradas de agua a la red. Como se comentó en el apartado 2.2.2.1; en el que

se ilustra la red hidrográfica, la cuenca del río Tula recibe caudales provenientes de la cuenca del Valle de México por el Emisor Profundo que se aforan en la estación “Salidas Portal”; por el tajo de Nochistongo, que se aforan en la estación “Río El Salto” y por los túneles de Tequisquiác, que se aforan en la estación “La Mora” (ver fig. 2-48).

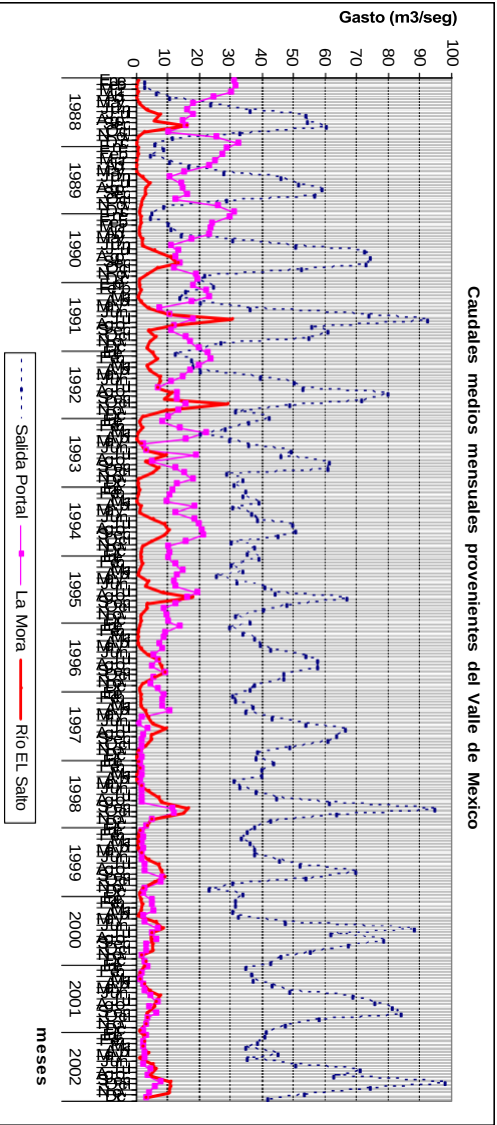


Figura 2-48. Caudales provenientes de la cuenca del Valle de México hacia el Río Tula

También entran al río Tula y a la red de riego los escurrimientos de los afluentes denominados Río Tlautla y Río Las Rosas; así como los retornos de los drenes Tepatepec y Lagunillas, que se aforan en el Km 0+000 del canal El Xotho (figura 2-49).

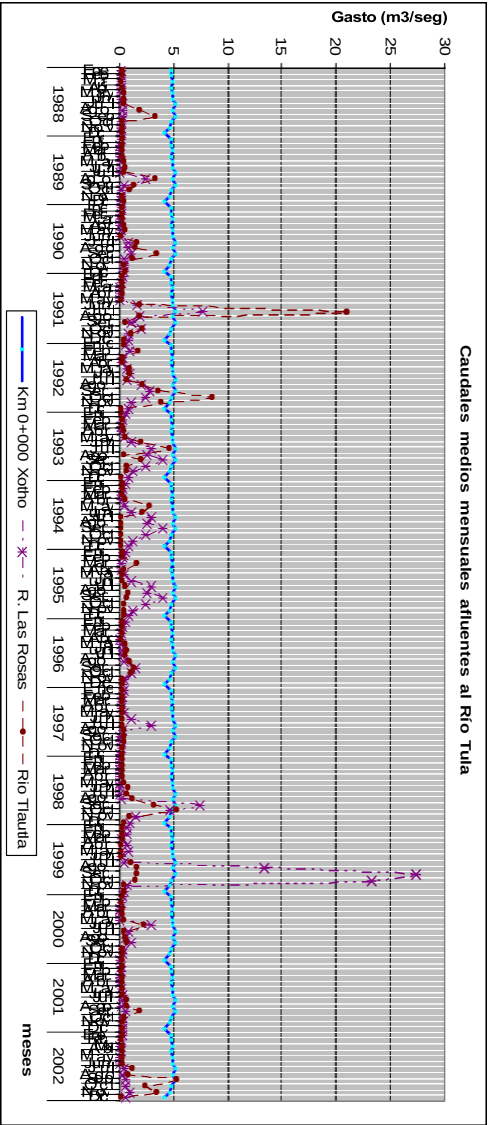
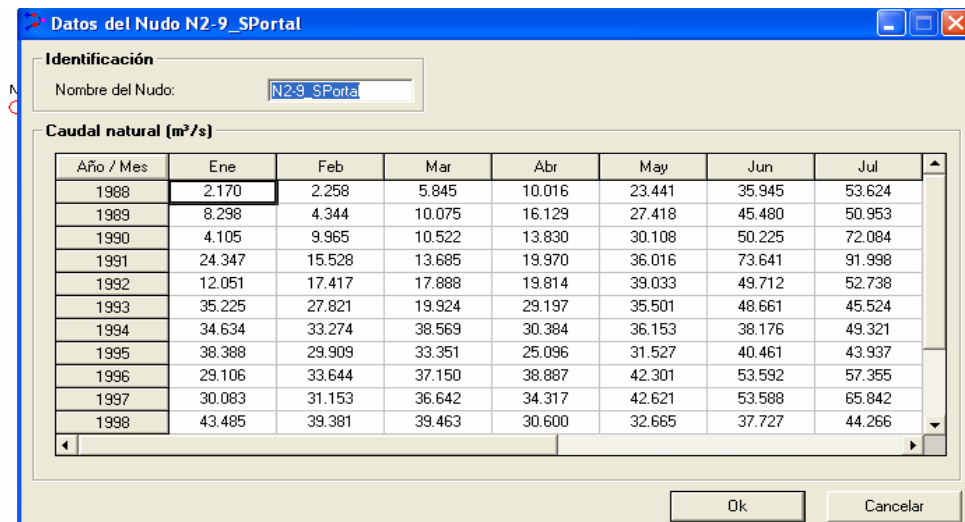


Figura 2-49. Caudales de entrada por ríos Tlautla y Rosas al río Tula y al canal El Xotho

2.2.5.1 Caudales del Emisor Profundo

El Emisor Profundo desaloja los escurrimientos provenientes del sistema de drenaje de la ciudad de México que se localiza en la cuenca del Valle de México y descarga a la cuenca del Río Tula. Dada la elevación en que se ubica su salida (Salidas Portal) parte de los escurrimientos pueden entrar al vaso de la presa Requena, sin embargo actualmente se derivan hacia el canal Salto-Tlamaco y los volúmenes que no pueden derivarse porque rebasan la capacidad de dicho canal; se conducen por el Río Tula hacia la presa Endhó en donde son almacenados o desfogados según el nivel de almacenamiento de esta presa. Los caudales en este emisor varían conforme se incrementan los escurrimientos que se producen por las lluvias que ocurren en la ciudad de México. En la época de estiaje en que no ocurren lluvias, el Emisor Profundo solamente descarga aguas servidas que se colectan en el sistema de alcantarillado.

En la figura 2-50, se muestra la forma en que los caudales mensuales fueron ingresados al modelo en el nodo N2-9 que corresponde a la estación Salidas Portal.



Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	2.170	2.258	5.845	10.016	23.441	35.945	53.624
1989	8.298	4.344	10.075	16.129	27.418	45.480	50.953
1990	4.105	9.965	10.522	13.830	30.108	50.225	72.084
1991	24.347	15.528	13.685	19.970	36.016	73.641	91.998
1992	12.051	17.417	17.888	19.814	39.033	49.712	52.738
1993	35.225	27.821	19.924	29.197	35.501	48.661	45.524
1994	34.634	33.274	38.569	30.384	36.153	38.176	49.321
1995	38.388	29.909	33.351	25.096	31.527	40.461	43.937
1996	29.106	33.644	37.150	38.887	42.301	53.592	57.355
1997	30.083	31.153	36.642	34.317	42.621	53.588	65.842
1998	43.485	39.381	39.463	30.600	32.665	37.727	44.266

Figura 2-50. Caudal natural proveniente del Emisor Profundo.

2.2.5.2 Caudales del Río El Salto

El Río El Salto es un afluente del Río Tula y su confluencia se localiza aguas debajo de la presa Requena. Recibe las aportaciones de su cuenca propia, pero también recibe los escurrimientos provenientes de la cuenca del Valle de México que se descargan por el antiguo tajo de Nochistongo.

En la figura 2-51 se muestra la forma en que los caudales mensuales fueron ingresados al modelo en el nodo N48 que corresponde a la estación Río El Salto antes de su confluencia con el Río Tula.

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.593	0.175	0.448	0.201	0.994	3.030	7.501
1989	0.580	0.235	0.091	0.105	0.220	1.912	4.205
1990	1.520	1.589	0.746	0.978	1.819	1.743	5.380
1991	1.159	1.239	0.675	1.210	3.616	10.146	30.201
1992	5.087	6.592	3.081	4.199	7.656	7.313	6.316
1993	0.928	1.821	0.448	0.212	1.179	2.813	9.485
1994	0.901	0.454	0.135	1.307	1.125	5.087	8.872
1995	1.451	1.691	1.076	0.364	3.606	2.995	8.251
1996	0.743	0.691	0.570	0.641	1.272	3.706	7.174
1997	1.571	1.397	1.564	2.581	3.662	5.261	9.109
1998	0.633	0.703	0.087	0.065	1.272	3.706	7.174

Figura 2-51. Caudal natural registrado en el Río El Salto

2.2.5.3 Caudales del Río Salado

El Río Salado nace en el Estado de México y confluye al Río Tula en la población de Tezontepec de Aldama. Recibe los escurrimientos de su cuenca propia, pero también casi a su nacimiento se le incorporan los desfogues de los túneles de Tequisquiac que provienen de la cuenca del Valle de México.

Por medio de estos túneles descargan el Gran Canal del Centro y el Río de las Avenidas de Pachuca sus escurrimientos que ya no pueden ser almacenados en la laguna de Zumpango.

Los caudales que entran al Río Salado tanto por su cenca propia como provenientes de los túneles citados son aforados en la estación hidrométrica La Mora. Los gastos medios mensuales del río Salado que fueron considerados en el modelo se muestran en la figura 2-52..

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	30.772	31.222	29.589	24.225	17.545	15.671	17.535
1989	28.304	26.945	24.547	22.935	14.930	10.001	13.828
1990	29.236	23.771	23.371	22.908	17.166	10.503	13.104
1991	17.496	22.033	22.987	17.266	6.799	10.381	17.586
1992	22.468	23.026	19.652	16.909	14.521	10.608	6.611
1993	8.038	13.620	21.767	15.125	2.006	2.744	18.462
1994	11.132	10.223	9.256	18.292	12.009	18.038	19.731
1995	9.869	12.311	14.647	12.442	11.436	11.928	18.864
1996	13.314	8.807	8.538	6.913	7.687	4.971	6.693
1997	8.593	8.035	7.901	10.044	1.166	0.459	3.039
1998	1.140	1.321	1.224	1.051	1.492	1.469	1.293

Figura 2-52. Caudales registrados en el Río Salado a la altura de la estación La Mora

2.2.5.4 Caudales del Río Tlautla

Una buena parte de la cuenca de aportación a la presa Endhó que no está controlada por las presas Taximay y Requena, corresponde a la de los afluentes Río Tlautla y Río Las Rosas que se incorporan al Río Tula por su margen izquierda.

El Río Tlautla confluye a la altura de Ciudad Cruz Azul, antes de que el río Tula cruce la ciudad de Tula de Allende y descargue al vaso de la presa Endhó.

Estos escurrimientos se aforan en la estación hidrométrica Tlautla y los valores medios mensuales fueron cargados al modelo en el nodo N46-92 según se muestra en la figura 2-53.

Datos del Nudo N46-92_Tlautla

Identificación
Nombre del Nudo: N46-92_Tlautla

Caudal natural (m³/s)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.109	0.089	0.066	0.084	0.233	0.265	0.284
1989	0.159	0.117	0.068	0.084	0.208	0.441	0.322
1990	0.180	0.153	0.126	0.324	0.372	0.028	1.473
1991	0.191	0.162	0.076	0.069	0.055	1.733	20.946
1992	0.211	1.603	0.122	0.176	0.854	0.821	0.476
1993	0.000	0.150	0.184	0.212	0.356	1.838	4.471
1994	0.094	0.125	0.149	0.331	2.674	2.030	0.000
1995	0.158	0.158	1.454	0.316	0.146	0.095	0.433
1996	0.170	0.158	0.097	0.048	0.341	0.593	0.458
1997	0.130	0.178	0.178	0.194	0.180	0.154	0.168
1998	0.093	0.092	0.098	0.075	0.289	0.715	0.520

Ok Cancelar

Figura 2-53. Caudales de entrada al Río Tula por el afluente Río Tlautla.

2.2.5.5 Caudales del Río Las Rosas

El Río Las Rosas cruza la ciudad de Tula de Allende para confluir al Río Tula antes de que éste descargue al vaso de la presa Endhó. Los escurrimientos de este río se aforan en la estación Las Rosas y los valores medios mensuales fueron incluidos al modelo en el nodo N45-Rosas tal y como de muestra en la figura 2-54.

Datos del Nudo N45-Rosas

Identificación
Nombre del Nudo: N45-Rosas

Caudal natural (m³/s)

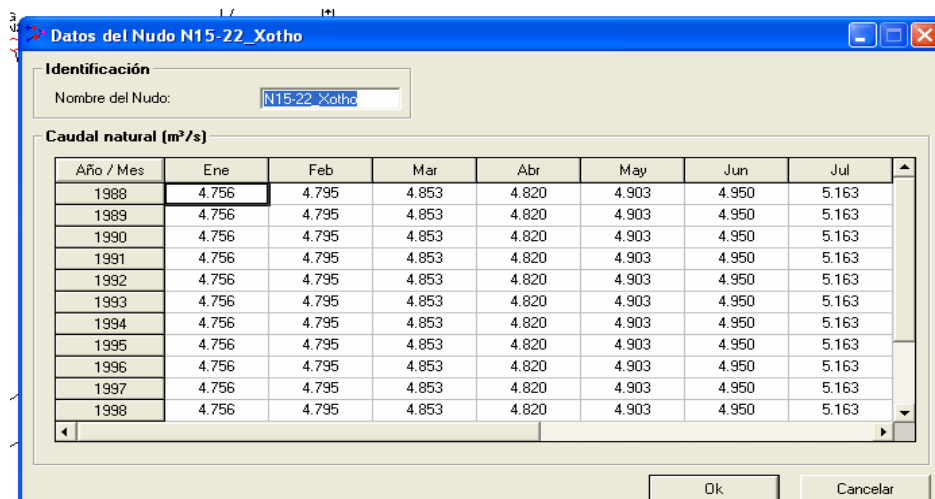
Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	0.085	0.071	0.096	0.129	0.137	0.127	0.259
1989	0.071	0.044	0.032	0.054	0.094	0.080	0.060
1990	0.135	0.097	0.038	0.042	0.147	0.043	0.846
1991	0.308	0.149	0.031	0.020	0.052	1.619	7.672
1992	0.522	0.932	0.276	0.154	0.639	0.919	0.598
1993	0.529	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888
1994	0.529	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888
1995	0.529	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888
1996	0.506	0.261	0.118	0.042	0.116	0.265	0.320
1997	0.332	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888
1998	0.000	0.031	0.024	0.015	0.013	0.026	0.032

Ok Cancelar

Figura 2-54. Caudales de entrada al Río Tula por el afluente Río Las Rosas

2.2.5.6 Caudales de los Drenes Tepa y Lagunillas

En el valle de Actopan, que forma parte del Distrito de Riego 003 Tula, se localiza una zona muy saturada que conforma un acuífero con características de artesianismo y en la que aflora una importante cantidad de agua conducida por el dren Lagunillas. A este dren confluye el dren Tepatepec que también conduce los retornos de riego del Valle de Actopan. Estos drenes dan origen al canal principal El Xotho, que actualmente domina una superficie aproximada de 6,500 ha perteneciente a los Distritos de Riego 003 y 100. Los caudales de estos drenes se aforan en la estructura (Obra de toma) que se localiza en el Km 0+000 del canal Xotho y cuyos valores medios mensuales fueron incluidos en el modelo, al Nodo N15-22_Xotho; en la forma en que se muestra en la figura 2-55.



Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1989	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1990	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1991	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1992	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1993	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1994	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1995	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1996	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1997	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163
1998	4.756	4.795	4.853	4.820	4.903	4.950	5.163

Figura 2-55. Caudales de entrada al Canal Xotho

Para los 43 nodos de paso restantes de la red de flujo, no se consideraron caudales naturales, en parte por carecer de aforos, sin embargo se estima que los valores de caudal son relativamente despreciables en la mayoría de los casos.

2.2.6 Parámetros de los nodos de demanda

Los nodos de demanda que constituyen la red de flujo para este modelo son 31 de los cuales 10 corresponden a módulos del Distrito de Riego 003 Tula; otros 15 corresponden

a módulos de los Distritos de Riego 100 Alfajayucan, y 112 Ajacuba y los otros 6 restantes corresponden a otro tipo de usuarios entre los que se consideran al Generación Hidroeléctrica, Uso Industrial y Acuacultura.

Los parámetros para estos nodos de demanda se refieren a la prioridad para atender la demanda, la cual se ubico entre 20 y 50. Por otra parte se consideró como parámetro para la simulación un coeficiente de retorno que está relacionado con los retornos de agua de riego aplicada en exceso y los cual es común en los distritos de Riego 003, 100 y 112.

Para cargar los parámetros al modelo utilizando la interfase del **LabSid-AquaNet**, se realiza de la forma en que se muestra en las figuras 2-56 y 2-57 que corresponden a la carga de los caudales de demanda mensuales y a los datos de prioridad da atención y fracción de retorno respectivamente. Cabe indicar que en ninguno de los nodos se considero caudal natural afluente; el cual en todo caso podría corresponder a ascenso capilar, del que no se dispuso de información.

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1989	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1990	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1991	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1992	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1993	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1994	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1995	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1996	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1997	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1998	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800
1999	4.996	5.198	4.895	5.275	5.531	5.667	4.800

Figura 2-56. Caudales de demanda para un modulo del Distrito de Riego 003.

Datos de la Demanda D10-45Mixquiahuala

Demanda **Prioridad / Retorno** Caudal natural

Prioridad de la Demanda

Prioridad
20

Retorno de la Demanda

Nombre del nudo de retorno	Fracción de retorno
N14-21	0.35
	0.00
	0.00

Obs: si la demanda es consuntiva dejar la columna "Nombre del nudo de retorno" en blanco

Ok Cancelar

Figura 2-57. Prioridad de la demanda y fracción de retorno hacia un nodo especificado de la red

En la figura 2-57 se observa que la fracción de retorno del nodo de demanda fluye hacia el nodo especificado como nodo de retorno, el cual el modelo lo considera como parte del caudal afluente hacia ese nodo especificado.

2.2.6.1. Nodos de demanda del Distrito de Riego 003

La prioridad asignada a estos nodos de demanda se ubica entre 20 y 30, dado que por su ubicación al inicio de la red se sirven primero y aducen ser primeros en derecho. Por otra parte la fracción de retornos se ubico en 0.35 considerando que hacen un uso dispendioso del agua por el tipo de métodos de riego que utilizan y a causa también de que una buena parte de los canales de distribución no están revestidos. Los caudales de demanda en los nodos considerados se muestran en la figura 2-58; los cuales se ingresaron como demandas de agua al modelo. Cabe señalar que por dificultades de acceso a los informes de distribución del agua de riego, se trabajó con valores promedio, asumiendo que todos los años esa demanda es representativa. Los gastos demandados varían en función del tamaño del área atendida por cada nodo.

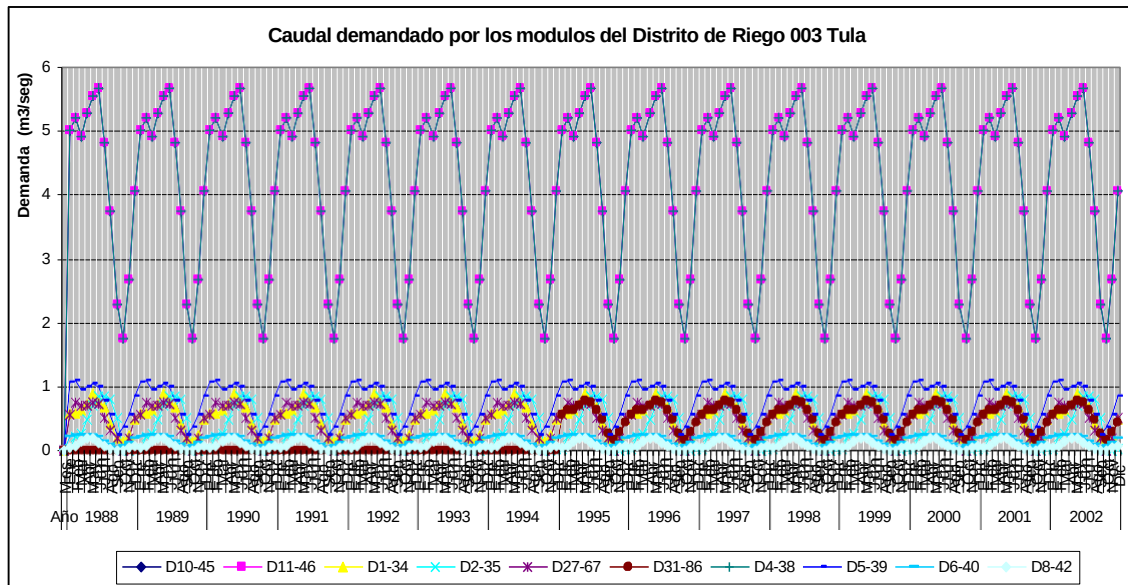


Figura 2-58. Caudales de demanda de módulos correspondientes al Distrito de Riego 003

Los valores mensuales que se muestran en la figura 2-58; junto con los parámetros de prioridad y fracción de retorno de cada uno de los nodos de demanda de este Distrito de Riego fueron cargados al modelo en la forme que se describió en el apartado 2.2.6.

2.2.6.2 Nodos de Demanda del Distrito de Riego 100 y 112

La prioridad asignada a estos nodos de demanda se ubica entre 30 y 50, dado que por su ubicación al final de la red se sirven después que los del Distrito de Riego 003. Por otra parte la fracción de retornos se ubico en 0.30 considerando que hacen un uso menos dispendioso del agua que los módulos del Distrito de Riego 003 y por el tipo de métodos de riego que utilizan y a causa también de que una buena parte de los canales de distribución si están revestidos y en regulares condiciones de conservación. Los caudales de demanda en los nodos considerados se muestran en la figura 2-59; los cuales se ingresaron como demandas de agua al modelo.

También por dificultades de acceso a los informes de distribución del agua de riego, se trabajó con valores promedio, asumiendo que todos los años esa demanda es representativa.

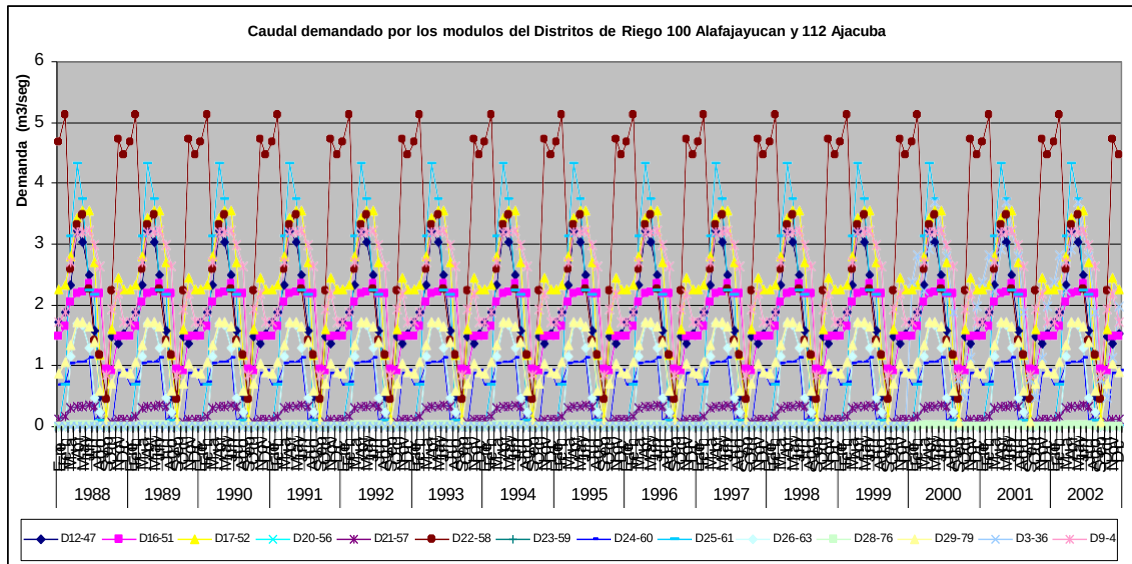


Figura 2-59. Caudales de demanda de módulos que conforman el Distrito de Riego 100

Los valores mensuales que se muestran en la figura 2-59; junto con los parámetros de prioridad y fracción de retorno de cada uno de los nodos de demanda de estos Distritos de Riego fueron cargados al modelo en la forma que se describió en el apartado 2.2.6.

2.2.6.3 Otros nodos de Demanda

En la figura 2-60 se muestran los valores mensuales de demanda para los principales usos industriales, público-urbano y generación hidroeléctrica. Los mayores valores corresponden a los gastos medios mensuales turbinados en el Sistema Hidroeléctrico de Zimapán (D33), que inicio su operación en 1996 y cuyos datos son diariamente reportados por la Comisión Federal de Electricidad.

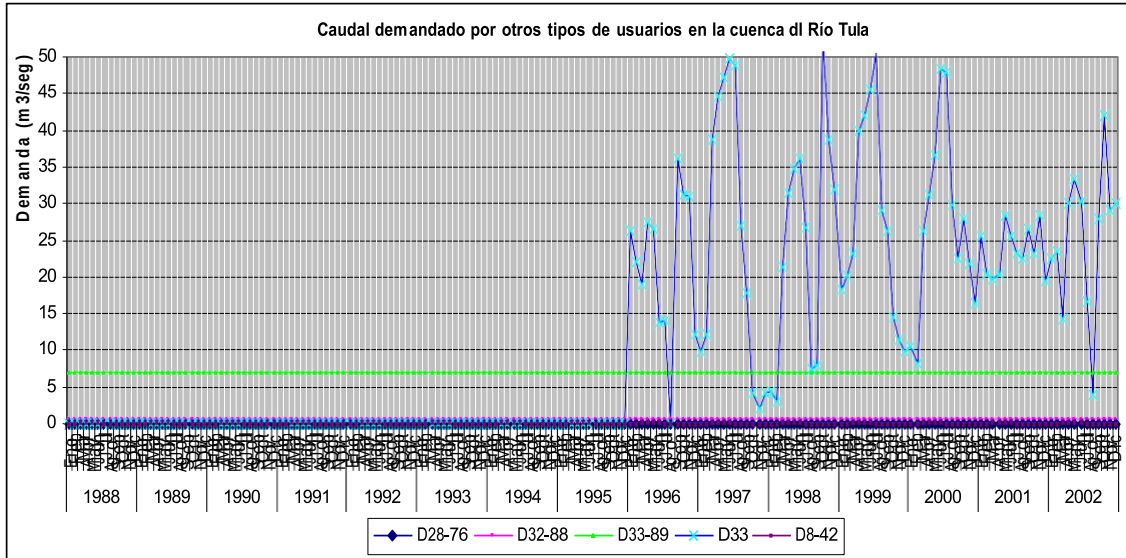


Figura 60. Caudales de demanda para uso industrial, generación de energía y acuacultura en la cuenca del Río Tula.

Los valores que se muestran para los otros nodos corresponden a caudales más o menos constantes que demandan una planta termoeléctrica y una planta hidroeléctrica que opera la Compañía de Luz y Fuerza del Centro. En todos los casos la prioridad asignada fue de 99 asumiendo que los derechos de uso del agua son posteriores a los de los Distritos. Por otra parte la fracción de retorno considerad para estos nodos fue de 0.99 asumiendo que el uso no es consuntivo y prácticamente todo el caudal utilizado regresa a la red de flujo una vez turbinados.

2.2.7 Parámetros de los arcos de conducción

Los parámetros de los arcos que constituyen la red y que conducen el agua entre nodos de almacenamiento, de paso y de demanda; se refieren básicamente a la capacidad máxima y mínima, a los costos que el modelo considera para determinar la cantidad de flujo óptima por cada conducción y nodo; y a un coeficiente de pérdida de agua en el tramo de conducción. La forma de cargar al modelo los parámetros indicados se muestra en la figura 2-61.

Datos del Vínculo L58-Xoch

Identificación		Características del vínculo	
Nombre del vínculo:	L58-Xoch	Capacidad mínima (m³/s):	0.00
Nudo inicial:	N14-21	Costo unitario:	50
Nudo final:	N35-73	Coefficiente de pérdida (fracción):	0.00

Capacidad máxima (m³/s)

Año / Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul
1988	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1989	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1990	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1991	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1992	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1993	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1994	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1995	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1996	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1997	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
1998	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30

Ok Cancelar

Figura 2-61. Parámetros de capacidad, pérdidas y costos de las conducciones de agua

En este caso la red de flujo modelada, quedó constituida por 93 vínculos o arcos que comunican a los nodos de almacenamiento, paso y demanda. De los cuales la mayor cantidad se refieren a canales de distribución del agua para servir a los módulos de los Distritos de Riego 003, 100 y 112. Otra parte se refieren a tramos de ríos que conducen al agua desde la presa Taximay a Requena a Endhó y a Debodhé y al canal del centro que trasvasa agua hacia las presas Javier Rojo Gómez y Vicente Aguirre. En general no se consideraron pérdidas en la red ante la falta de datos que permitieran hacer una estimación.

2.2.8 Simulación del periodo 1988-2002

En este trabajo, el modelo solamente fue implementado para el modo de simulación y calibración, empleando los datos de caudales naturales afluentes del periodo de 15 años comprendido entre 1988 y 2002 (ver figura 2-62). Lo anterior en virtud de que algunas de las estaciones hidrométricas solo cuentan con esa amplitud del registro histórico.

Definiciones Generales

Datos generales

Nombre del Proyecto: Río Tula

Observaciones: Mexico

Mes inicial de la simulación: Ene

Tolerancia de los volúmenes (%): 5.00

Tolerancia de las demandas (%): 5.00

Tipo de Simulación

Simulación Continua

Planeamiento Táctico

Opción de Cálculo

Estados Hidrológicos

Calibración

Simulación Continua

Número total de años de simulación: 15

Año inicial de simulación (ej: 1970): 1988

☐ CheckAñosTípicos

Ok Cancelar

Figura 2-62. Parámetros generales para definir el tipo de simulación del modelo “Río Tula”

2.3. VALIDACIÓN DEL MODELO

Una de la grandes ventajas del uso de modelos, es que una vez que éstos han sido validados, son utilizados para simular distintos escenarios y determinar “que pasa si” el escenario dado se presentara. Con ello se constituyen en una poderosa herramienta para quienes operan los complejos sistemas de redes de distribución de agua, incluidos sus sistemas de presas de almacenamiento.

La validación del modelo MODSIM de la cuenca del Río Tula consistió en determinar primero si funciona como se esperaba y en segundo término determinar si es suficientemente “bueno” en función de los objetivos planteados. Por lo tanto para valorar la bondad del modelo se busco producir información para los potenciales usuarios del modelo, que les permita aceptarlo o rechazarlo.

Álvarez y Alonso (2000), citando a Barlas (1996) y a otros autores; hace referencia a distintas concepciones sobre la validez de los modelos; señalando la necesidad de que bajo la perspectiva *instrumentalista*, quede ligada a la utilidad de los mismos y por tanto sea necesario contemplar los tres aspectos siguientes: a) validación de la metodología

empleada para obtener información sobre el sistema; b) validación de la actuación del modelo y c) validación de la utilidad del modelo.

Para la validación de la metodología empleada para obtener información sobre el sistema, también asumida como “validación conceptual”, y considerando que el modelo MODSIM, por estar probado en trabajos anteriores para otras cuencas; solamente se cargaron los datos y parámetros del modelo para la cuenca del Río Tula conforme se describió en los apartados 2.2.1 a 2.2.6. Al “correr” el modelo se detectaron, con la ayuda del software **LabSid-AquaNet**, las inconsistencias que no permitían realizar los cálculos para encontrar una solución óptima del modelo. Este proceso de revisión de los datos y parámetros del modelo, al concluir con una corrida exitosa garantizó que el modelo quedara validado conceptualmente.

Para la validación de la actuación del modelo se realizó el análisis comparativo de datos históricos registrados en nodos de la red contra valores de esas mismas variables simuladas con el sistema para el periodo común. Al encontrar diferencias significativas se realizó un proceso de calibración de los parámetros relevantes del modelo, realizando un sinnúmero de corridas en las que se fueron ajustados dichos parámetros.

No obstante la labor de calibración es una tarea ardua en que el buen juicio del modelador redunda en resultados aceptables. Sin embargo en muchos casos y cuando los modelos involucran una gran cantidad de variables, el proceso se vuelve complejo y desalentador. En el presente trabajo solamente se consideraron las siguientes variables para hacer una “calibración” del modelo; quedando aun pendiente para trabajos subsecuentes una validación completa:

La primera variable se refiere a los caudales afluentes en distintos nodos de paso en la red; en los que se dispuso de datos de aforo para el periodo de simulación considerado. Estos nodos son la estación hidrométrica Ixmiquilpan II que se localiza en la parte media de la cuenca y otro nodo es la estación Tasquillo que se localiza casi a la salida de la cuenca. Otra variable fueron los derrames en la presa Endhó, de los cuales se cuenta con

un registro por parte de La Jefatura de los Distritos de Riego 003, 100 y 112 y los cuales se compararon con el nodo N31-65 correspondiente a la estación hidrométrica Binola II, que se localiza muy próxima al vertedor.

Para establecer un criterio de aceptación del modelo con base en su actuación se realizaron las pruebas de hipótesis para comparación de la diferencia de medias ($\mu_s - \mu_r = 0$) de los valores simulados y los valores registrados, bajo el supuesto de normalidad de los errores del modelo, pero desconociendo si existe homogeneidad de varianzas (σ^2). Para ello se preestableció, en forma arbitraria, un nivel de significancia del 5%. Lo anterior se traduce en los siguientes juegos de hipótesis nula y alternativa sobre μ :

$$H_0: \mu_s - \mu_r = \partial_0 \text{ versus } H_1: \mu_s - \mu_r \neq \partial_0 \dots\dots\dots (45)$$

Donde $\partial_0 = 0$, para ajuste perfecto del modelo

El estadístico de prueba usado es la función T de student, considerando que las varianzas son desconocidas y probablemente diferentes. El cálculo se realizó de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$T = \frac{X_s - X_r - \partial_0}{\sqrt{\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}}} \dots\dots\dots (46)$$

El criterio de rechazo de la hipótesis nula (H_0) es rechazarla si: $|t| > t_{\alpha/2, v}$

Los grados de libertad (v) se calcularon con la ecuación siguiente:

$$v = \frac{\left(\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r} \right)^2}{\frac{\left(\frac{S_s^2}{n_s} \right)^2}{n_s - 1} + \frac{\left(\frac{S_r^2}{n_r} \right)^2}{n_r - 1}} \dots\dots\dots (47)$$

2.3.1 Estación Hidrométrica Binola II

En la estación Binola II se registran los derrames de la presa Endhó, por lo que ese nodo de paso fue utilizado para calibrar una parte del modelo, considerando como variable los caudales afluentes en el nodo. Para tal fin se realizó una comparación de los datos de caudal medio mensual que corresponden al registro histórico de los escurrimientos aforados en dicho sitio por personal de la CNA; contra los valores de caudal medio mensual simulados con el modelo, lo cual es apreciado en forma gráfica en la figura 2-63. Para valorar la bondad del modelo se calcularon varios estadísticos, entre los que se citan al cuadrado medio del error y su raíz cuadrada, así como la T de student.

El proceso de calibración consistió en realizar ajustes a los parámetros de fracción de retorno de los nodos de demanda; así como a los costos relativos de las conducciones entre nodos y las fracciones de pérdidas. Por otra parte también se realizaron ajustes a las políticas de operación de la presa Endhó, tomando los valores promedio que mas se asemejan a las que ha utilizado La Jefatura de Operación del Distrito de Riego 003, 100 y 112.

2.3.2. Estación Hidrométrica Ixmiquilpan II

Otro nodo utilizado para realizar el proceso de calibración es el que corresponde a la estación hidrométrica Ixmiquilpan II, de la cual se tiene un registro de datos de caudal aforados por personal de la CNA. El proceso se realizó en forma análoga que para la estación Binola II, comparando con los caudales afluentes simulados con el modelo para ese nodo y calculando su CME y estadístico de prueba T con la finalidad de quitarle subjetividad a la comparación.

2.3.3. Estación Hidrométrica Tasquillo

Otro nodo en el que se realizó la comparación de caudales del registro histórico y los caudales afluentes simulados por el modelo corresponde a la estación hidrométrica

Tasquillo, la cual se localiza muy próxima a la salida de la cuenca del Río Tula hacia la confluencia con el vaso de la presa Zimapán.

Indudablemente en lo que se refiere a la validación de la utilidad del modelo; en este trabajo se abordó solamente en forma superficial y sin el rigor necesario para concluir al respecto; dado que para ello sería necesario realizar comparaciones del uso de otros procedimientos y sus costos versus el uso del modelo para evaluar el impacto de distintas políticas de operación del sistema, lo cual quedó por fuera del alcance del trabajo de investigación.

Dado que este trabajo el modelo se utiliza con fines de planeación para determinar el DEFICIT de agua a nivel de cuenca, en la prueba de hipótesis se asumió un valor de $\partial_0 = 10$, considerando que este valor comparado con los caudales promedio manejados a nivel de cuenca, representa menos del 10%.

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. El modelo y su validez

La bondad del modelo, entendida ésta como su validez de actuación, al nivel de calibración logrado con la información disponible, se basó en una validación cruzada, la cual es una técnica estadística que permite comparar los valores estimados (con MODSIM) y los datos reales, utilizando la información disponible del registro histórico de caudales afluentes en tres nodos de la red que se describen en los apartados 2.3.1, 2.3.2 y 2.3.3.

Teóricamente al construir un diagrama de dispersión, en el que los valores del registro histórico de caudales se grafican en el eje de las x y los valores de caudal afluente estimados por MODSIM en el eje de las y ; los puntos definidos por el par (x_i, y_i) deberían alinearse a una recta de la forma $y_i = a + bx_i$; donde a debería tender a 0 y b a 1 y el coeficiente de correlación (R) acercarse a la unidad, para que las estimaciones del modelo coincidieran perfectamente con los datos considerados “reales”.

En la práctica esto no es posible, a causa de los errores de estimación del modelo y de los errores aleatorios de las mediciones que reportan los valores registrados como “reales” o “verdaderos”.

La prueba del juego de hipótesis señaladas en la ecuación 45, se realizó para los tres nodos de la red en los que se compararon los caudales simulados por el modelo MODSIM contra los datos registrados.

Como se aprecia en la figura 3-63, que corresponde a la comparación entre caudales de derrame, simulados por el modelo y registrados en la presa Endhó; el modelo reproduce de alguna manera valores que se acercan a los valores registrados, considerados como “reales” o “verdaderos”; sin embargo al observar en la figura 3-64 los parámetros de la recta que correlaciona dichos valores, la ordenada al origen ($a=25.15$) y pendiente

($b=0.63$) no se acercan a los valores teóricos esperados para un modelo perfecto y por otra parte se observa una alta dispersión que se traduce en una coeficiente de correlación ($R=0.5$) bajo, pues un valor aceptable debiera ser cercano a la unidad.

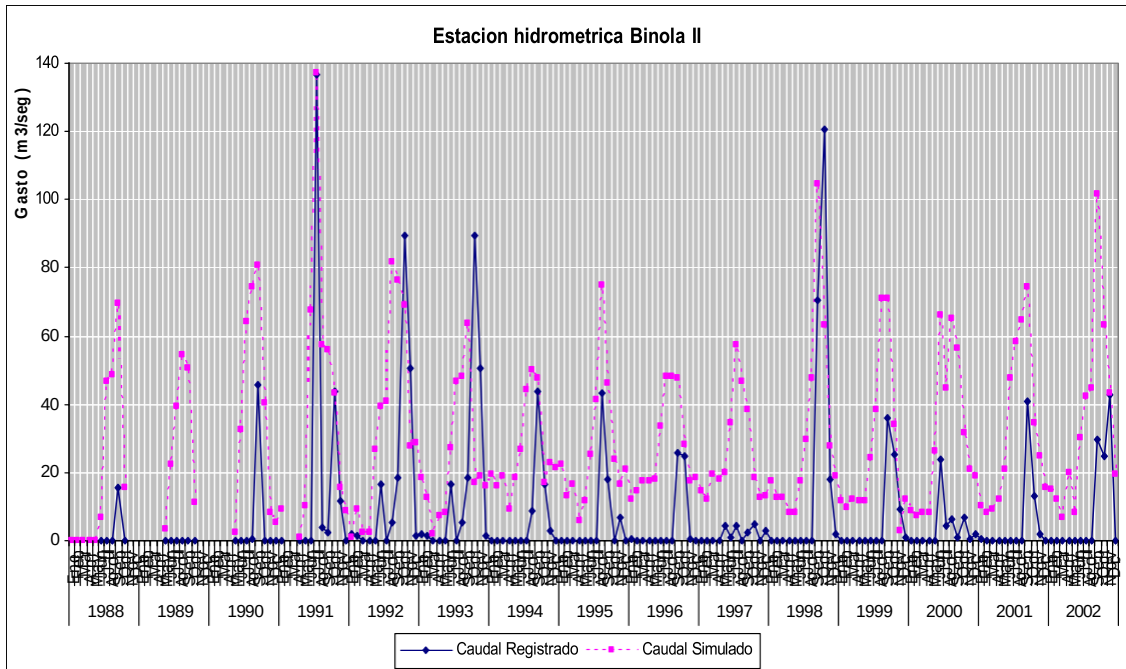


Figura 3-63. Comparativo entre caudales registrados y simulados en el nodo N31-65 Binola

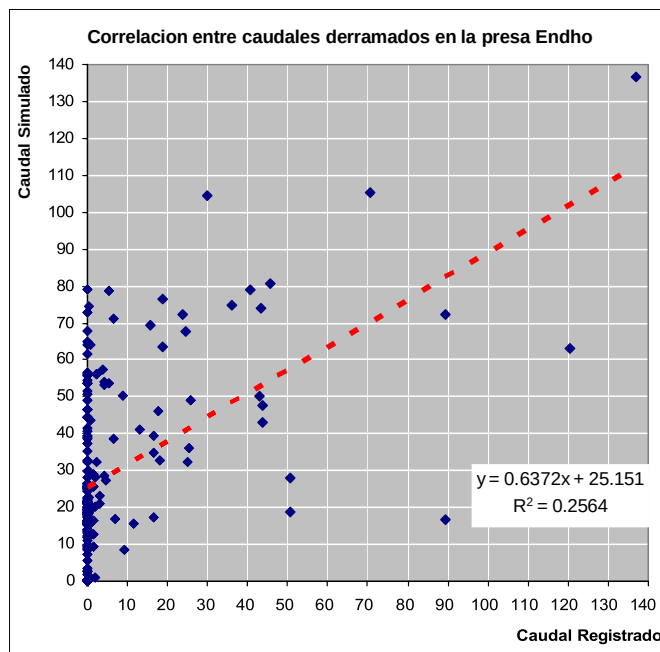


Figura 3-64. Comparación entre derrames simulados y registrados en la presa Endhó

Al realizar la prueba de hipótesis de acuerdo con las ecuaciones 45, 46 y 47 en el nodo Binola, en el que se registran los derrames de la presa Endhó, se obtuvo lo siguiente:

Cuadro 3 9. Análisis estadístico de caudales simulados versus registrados en el nodo Binola

Dato	Numero (n _i)	Media muestral ($\bar{X}_i$)	Varianza muestral (S _i ²)	$T = \frac{X_s - X_r - \hat{\theta}_0}{\sqrt{\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}}}$	$v = \frac{\left(\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}\right)}{\left(\frac{S_s^2}{n_s-1} + \frac{S_r^2}{n_r-1}\right)}$	$t_{\alpha/2, v}$
Simulados (s)	180	29.833	613.401	5.295	340	2.2513
Registrados (r)	180	7.349	387.365			

De acuerdo a esta prueba se rechaza la hipótesis nula, concluyendo que a un nivel de significancia del 5%, existen diferencias entre los valores simulados y los valores registrados; por lo tanto a este nivel de “calibración” y en este nodo, el modelo no se considera aceptable por su validez de actuación.

Se aprecia en la Figura 3-64 que el modelo sobreestima, con relativa alta frecuencia, derrames que no fueron registrados, lo que significa que en la realidad no existe una sola política de operación conforme se supuso en el modelo, sino que muy probablemente ésta se va ajustando al azar para minimizar los derrames. De acuerdo con la pendiente de la recta que ajusta los valores correlacionados, la sobrestimación mas frecuente del modelo ocurre para valores de caudal bajos; pues se observa que para valores de derrames altos el modelo estima mas apegado a los valores registrados.

De igual forma, al realizar la comparación gráfica (ver figura 3-65) y construir el diagrama de dispersión de los caudales afluentes registrados con los simulados por MODSIM en el nodo correspondiente a la estación Ixmiquilpan II (ver Figura 3-66), se observa dispersión para valores de caudal bajos que se presentan en la red con mayor frecuencia; verificándose también una sobreestimación del modelo para valores bajos de caudal (**a**=21.44). No obstante y al considerar que la pendiente de la recta que ajusta los pares de valores de caudal (**b**=0.79) se aproxima a la unidad, se considera que las estimaciones del modelo parecen “aceptables” en este nodo.

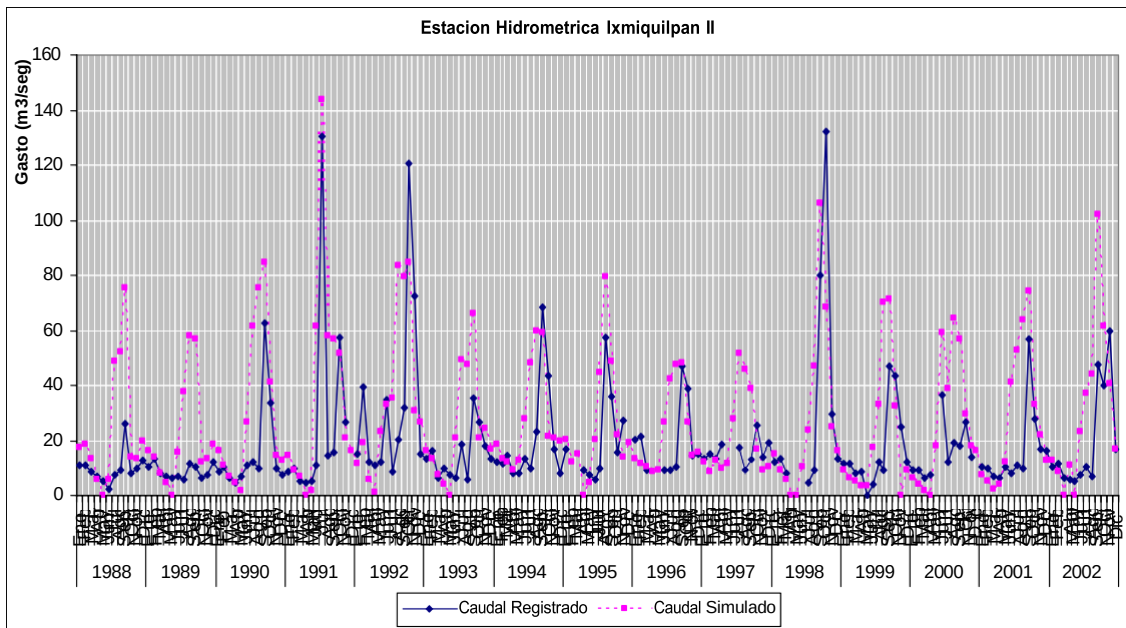


Figura 3-65. Comparativo de caudales del registro histórico y simulados en la estación Ixmiquilpan II

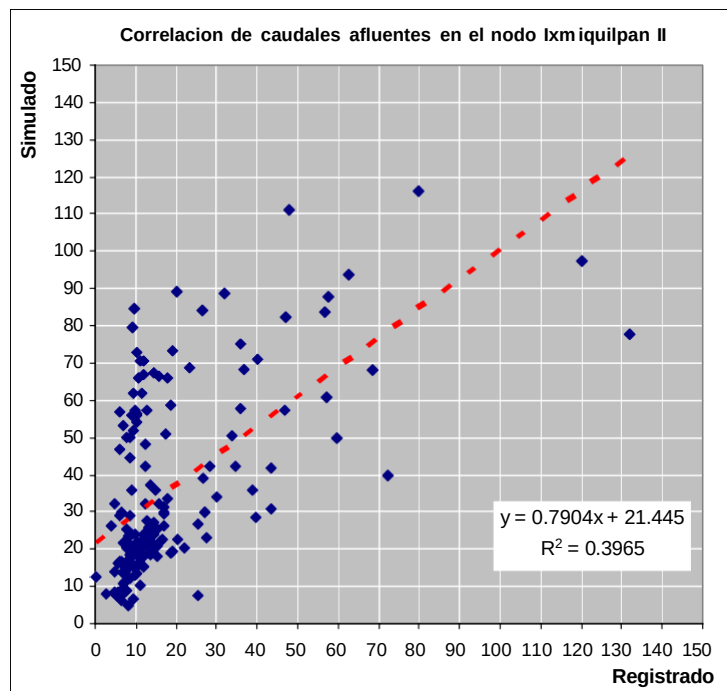


Figura 3-66. Correlación de caudales afluentes en el nodo Ixmiquilpan II

Para quitarle la subjetividad a la bondad de ajuste del modelo en este nodo; se realizaron las pruebas de hipótesis para la diferencia de las medias, obteniéndose lo siguiente:

Cuadro 3-10. *Análisis estadístico de caudales simulados versus registrados en el nodo Ixmiquilpan II*

Dato	Numero (n _i)	Media muestral ($\bar{X}_i$)	Varianza muestral (S _i ²)	$T = \frac{X_s - X_r - \hat{\theta}_0}{\sqrt{\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}}}$	$v = \frac{\left(\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}\right)}{\left(\frac{S_s^2}{n_s}\right) + \left(\frac{S_r^2}{n_r}\right)}$ $n_s - 1 \quad n_r - 1$	$t_{\alpha/2, v}$
Simulados (s)	180	35.122	641.877	2.608	339	2.2514
Registrados (r)	167	18.674	425.559			

Al contrastar los valores de T calculados contra los valores de tabla se observa que de acuerdo a las reglas de rechazo de la hipótesis nula, ésta debe ser rechazada; concluyendo que la diferencia de las medias es distinta del valor aceptable, para un nivel de significancia del 5% y por lo tanto los valores de simulación del modelo al nivel de “calibración” en que se encuentra no son buenos en este nodo, si se considera solo el punto de vista de su validez de actuación.

Si se observan los valores de **a**, **b** y R² en la grafica 3-66, se apreciará que en este nodo el modelo presenta mejores resultados que en el nodo Binola, considerando que éstos se acercan mas a los valores correspondientes a un modelo ”perfecto”, en el que los valores estimados (simulados) se igualen a los registrados; obteniendo por tanto valores de **a**=0, **b**=1 y R²=1.

Continuando con la correlación de caudales afluentes en el nodo Tasquillo, mas próximo a la salida de la cuenca, el análisis comparativo de forma gráfica que se muestra en la figura 3-67; se nota que el modelo logra reproducir los eventos extremos, aunque para algunos valores de mayor frecuencia se presenta cierto grado de sobreestimación.

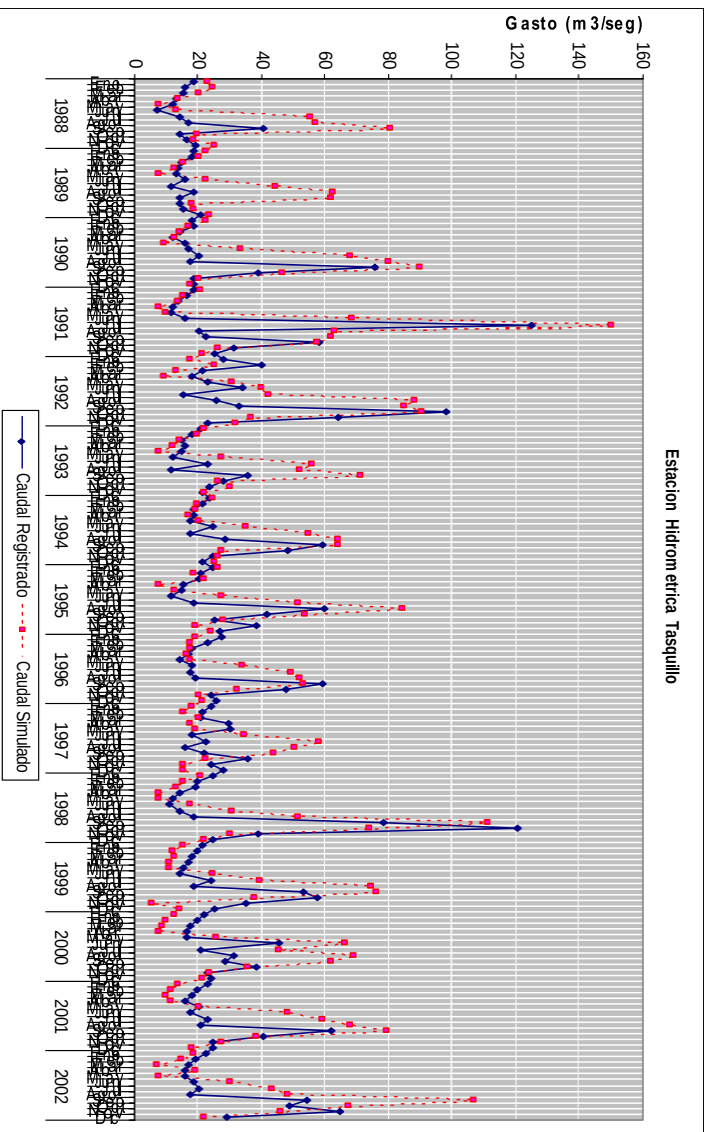


Figura 3-67. Comparativo de caudales del registro histórico vs caudales simulados en el nodo Tasquillo.

Se muestra en la figura 3-68, que la recta que ajusta los valores correlacionados presenta una pendiente muy cercana a la unidad ($b=0.916$) y que la ordenada al origen ($a=16.07$) se acerca a cero.

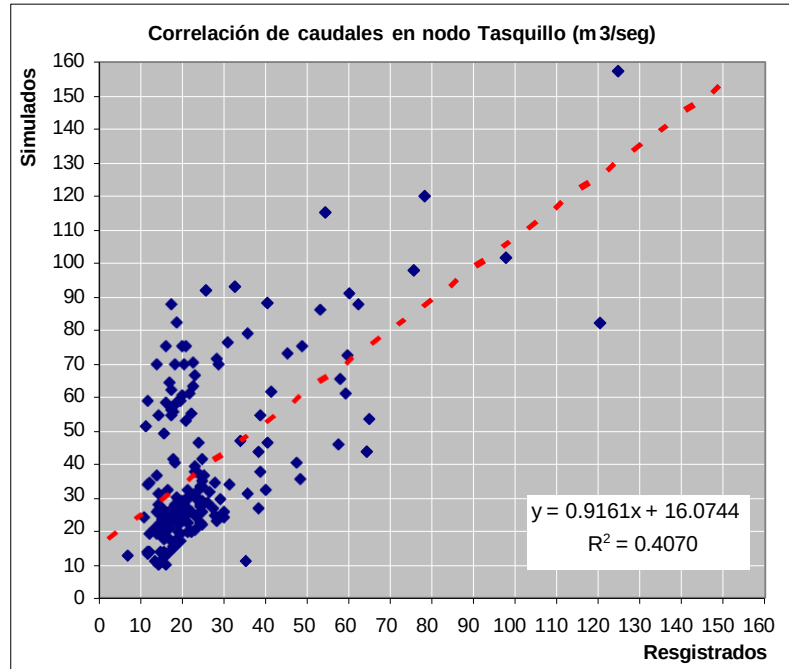


Figura 3-68. Correlación de caudales afluentes en la estación Tasquillo

Para confirmar la bondad del modelo se realizó la prueba de hipotes sobre la diferencia de medias de los valores de caudal simulados con MODSIM registrados en el nodo mencionado; encontrándose lo siguiente:

Cuadro 3-11. Análisis estadístico de caudales simulados versus registrados en el nodo Tasquillo.

Dato	Numero (n_i)	Media muestral ($\bar{X}_i$)	Varianza muestral (S_i^2)	$T = \frac{X_s - X_r - \hat{\theta}_0}{\sqrt{\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}}}$	$v = \frac{\left(\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}\right)}{\left(\frac{S_s^2}{n_s} + \frac{S_r^2}{n_r}\right)} \cdot \frac{n_s + n_r - 2}{2}$	$t_{\alpha/2, v}$
Simulados (s)	180	39.633	620.178	1.732	319	2.2520
Registrados (r)	180	25.716	300.757			

Al asumir las reglas de rechazo de la hipótesis nula; ésta debe ser aceptada puesto que los valores del estadístico T calculado es menor que el valor de t de tablas para el nivel de significancia y grados de libertad considerados.

En general y para los tres nodos de la red en que se realizó la comparación entre valores registrados y valores simulados, se observa que el modelo tiene una actuación bueno, si

se toma en consideración que el modelo reproduce tendencias de los valores extremos. No obstante y como se discutirá más adelante al hacer el análisis estadístico podrá profundizarse sobre la bondad del modelo; lo que permitirá a los usuarios potenciales considerar su rechazo o aceptación, de acuerdo con su utilidad.

El solo criterio de considerar la validez de actuación del modelo y dado que las pruebas de hipótesis indican que la diferencia de las medias de los valores simulados con MODSIM y registrados en dos de los tres nodos antes indicados, son distintos del valor aceptable, por lo tanto se aconseja rechazar el modelo, para uso en la operación, dado su nivel actual de “calibración”. Sin embargo y considerando el nodo mas cercano a la salida de la cuenca, el modelo resulta “aceptable” para fines de planeación

Asumiendo que el proceso de calibración del modelo ayuda a mejorar las estimaciones, es recomendable continuar con éste si se desea utilizarlo para fines de operación; para lo cual es necesario disponer de datos mas detallados o en su caso aceptar que los alcances de este trabajo solamente permiten realizar estimaciones para fines de planificación; dejando para una etapa subsiguiente de investigación el complementar la información al modelo en algunos nodos en que ésta es escasa, conforme se sigan acopiando datos para que los resultados se acepten conforme las pruebas de hipótesis para la diferencias de medias concluyan que éstas son iguales a cero para un nivel de significancia del 5%.

3.2. Demandas consuntivas para riego

Entre los resultados que el modelo mostró, se considera una comparación de los caudales de demanda y los caudales que la red realmente suministra con un aceptable nivel de garantía. De esa comparación, el modelo determina los resultados para el periodo de simulación que en este caso son 15 años.

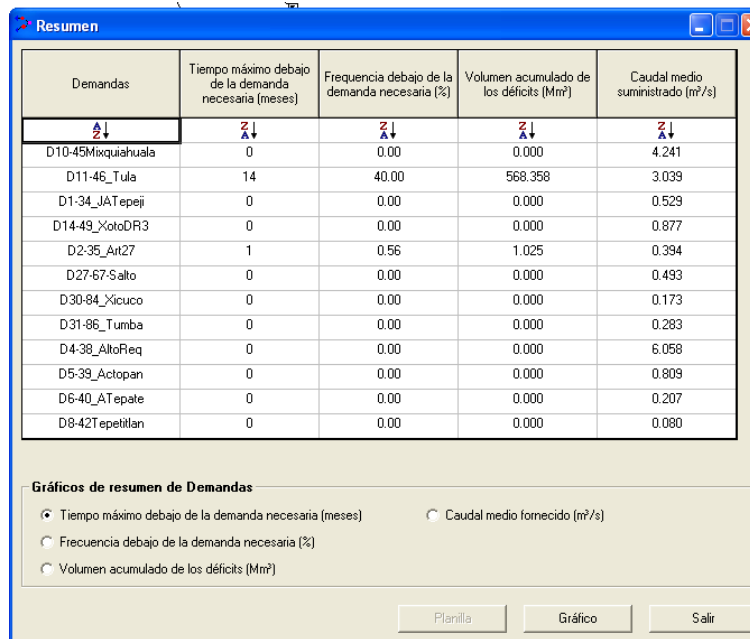


Figura 3-69. Nivel de Atención de las demandas del D de R 003

En la Figura 3-69 se muestran los resultados para el grupo de nodos de demanda que corresponden al Distrito de Riego 003, en donde se aprecia que todos los módulos excepto el de Tula que se sirve de la presa Requena y el de Artículo 27 que se sirve mediante un bombeo del Río Salado, no presentaron déficit para el periodo de simulación considerado.

Para el caso del modulo Tula, en la Figura 3-70 se muestran, el caudal demandado mensualmente y el caudal suministrado, de donde se aprecia que de los 15 años simulados, por lo menos en 14 existen meses en que la demanda no se satisface completamente, por lo que en el resumen se reporta una tiempo máximo por debajo de la demanda de 14 periodos. Asimismo el modelo calcula que la frecuencia en que las demandas no se satisfacen corresponde al 40%; el cual supera en mucho el 5% aceptable, de acuerdo a las normas de la CNA.

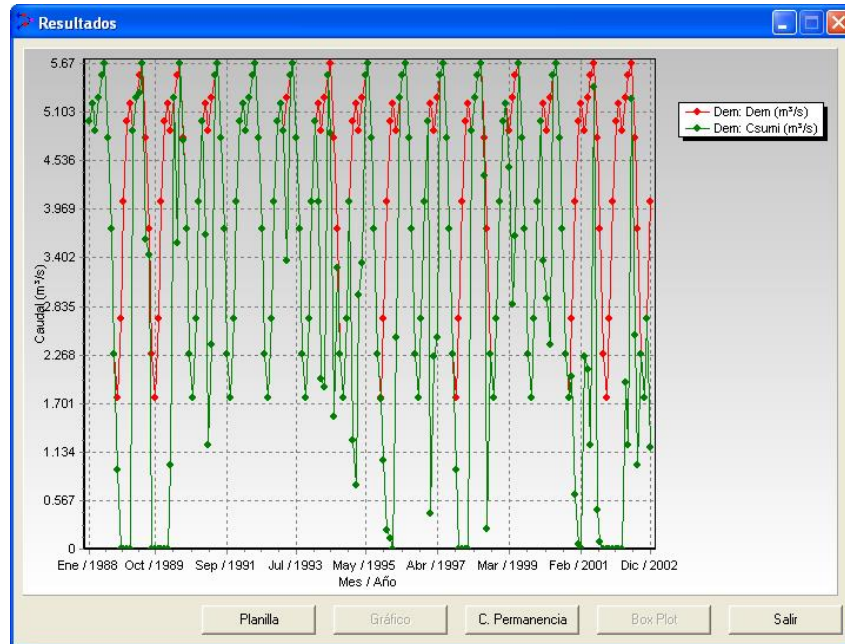


Figura 3-70. Caudales demandado y suministrado al nodo de demanda Tula

En el caso del modulo Art. 27, la frecuencia en que el suministro está por debajo de las demandas no alcanza el 1%, por lo que se considera que el déficit cae dentro de lo aceptable por la CNA.

En la Figura 3-71 se muestran los resultados de los nodos de demanda correspondientes al Distrito de Riego 100, en los que se aprecia que solo los nodos de demanda del Canal Alto Alfajayucan y Canal del Centro muestran déficit; sin embargo la frecuencia se ubica por debajo del 5% que fija la CNA como aceptable. El detalle de la magnitud del déficit y los meses y años en que se presenta se muestra en la Figura 3-72.

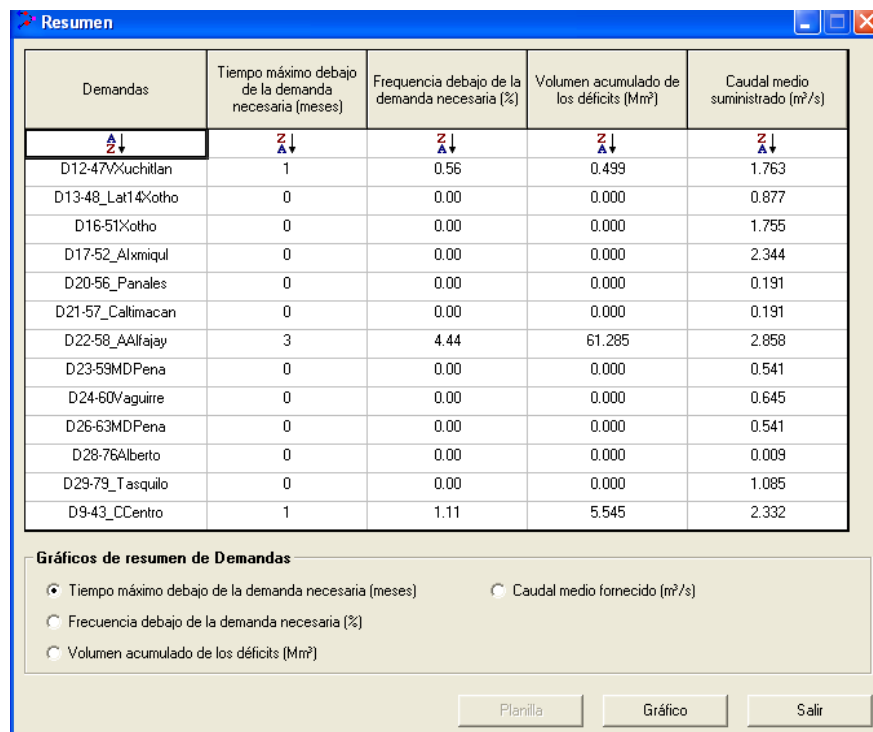


Figura 3-71. Nivel de atención de las demandas del Distrito de Riego 100

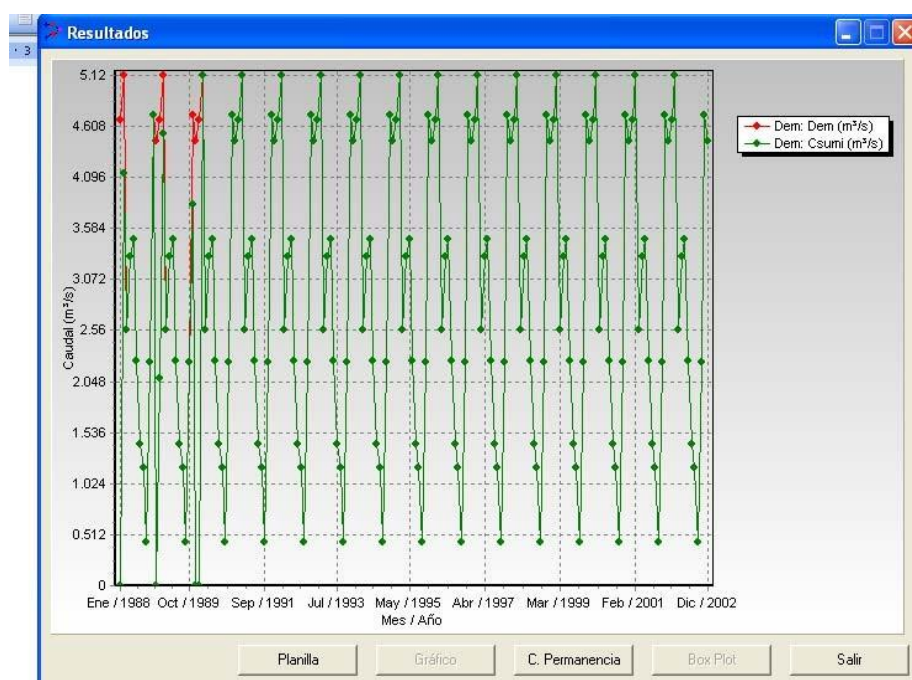


Figura 3-72. Caudales demandado y suministrado al nodo de demanda Alto Alfajayucan

En la Figura 3-73 se muestran los caudales demandados y suministrados al nodo Ajacuba, que constituye el Distrito de Riego 112 y el cual entro en operación después

que los otros Distritos; se observa que se presenta déficit en 3 de los 4 años que lleva operando

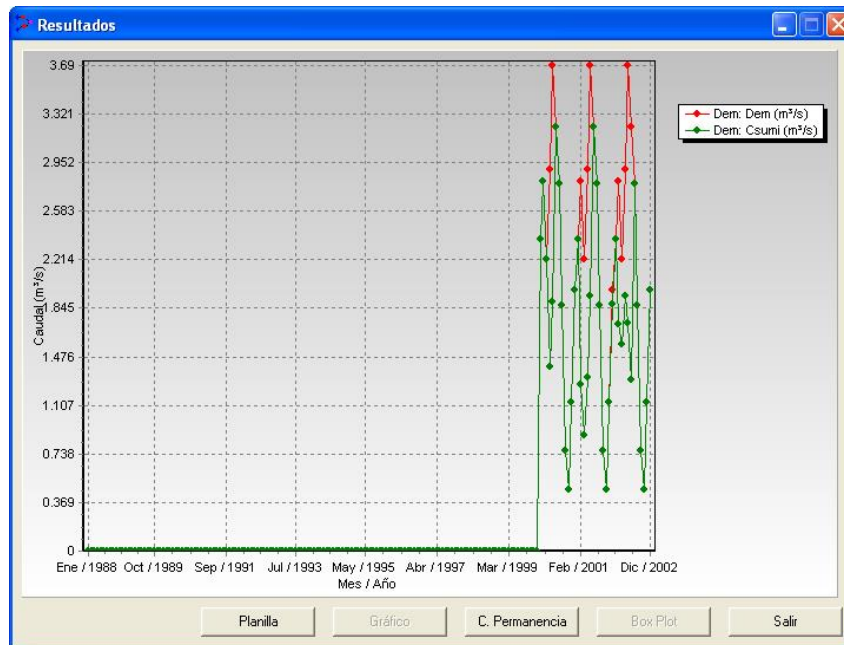


Figura 3-73. Caudales demandados y suministrados al nodo Ajacuba

3.3. Demandas no consuntivas para generación hidroeléctrica y otros usos

Las demandas para generación de energía hidroeléctrica mas importantes se refieren a las concesiones otorgadas a la CLFC que emplea el agua para enfriamiento de una planta termoeléctrica y opera una planta hidroeléctrica dentro de la cuenca del Río Tula. Por otra parte se consideró el Sistema Hidroeléctrico que utiliza el agua de la presa Zimapan, ubicada a la salida de cuenca del Río Tula.

En la Figura 3-74, se aprecian los caudales demandados y los caudales suministrados mensualmente, observándose que solamente en 4 de los 15 años de simulación, se presento déficit. No obstante el déficit es prácticamente despreciable para el caso de la hidroeléctrica Zimapan y hasta del 50% en meses críticos para el caso de las otras plantas, pero solo en 3 de los 15 años.

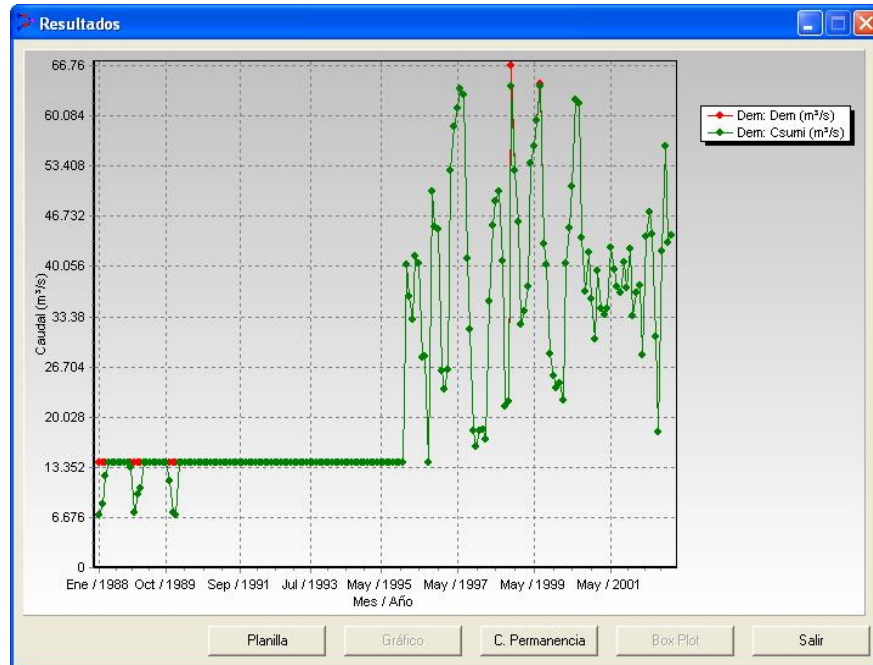


Figura 3-74. Caudal demandado y suministrado al uso industrial y generación de energía

3.4. Caudal mínimo en los ríos Tula y Moctezuma

Por otra parte, empleando los nodos ubicados aguas abajo de la presas, se revisaron los resultados de caudales efluentes simulados para verificar la existencia de una caudal mínimo ecológico en los ríos. En las Figuras 3-75, 3-76, 3-77, 3-78 y 3-79 se muestran los caudales efluentes en los Ríos Tepeji, Tula, Alfajayucan y Moctezuma, en donde se aprecia la existencia de un caudal mínimo que se ha estado incrementando en los últimos años, conforme ha crecido el efluente del Valle de México.

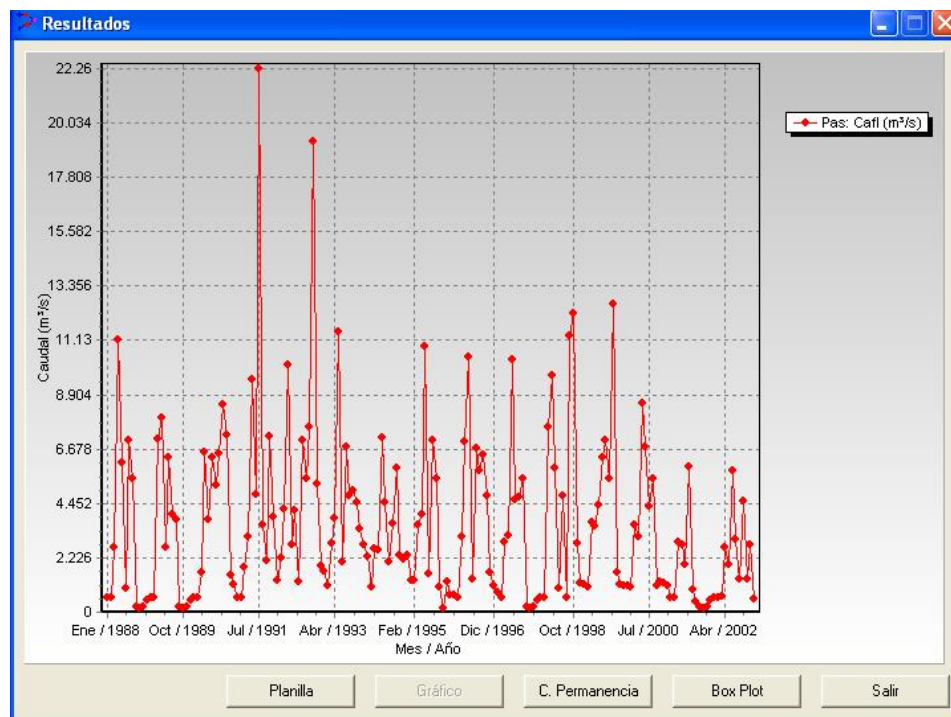


Figura 3-75. Caudal efluente en el Río Tepeji, abajo de la presa Taximay

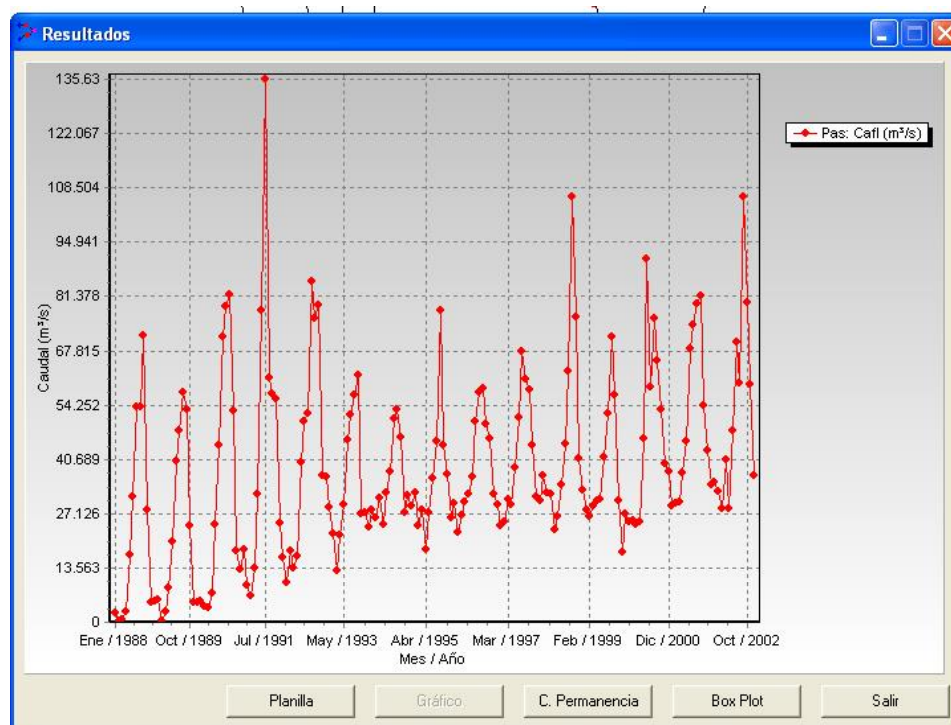


Figura 3-76. Caudal efluente en el Río Tula, abajo de la presa Requena

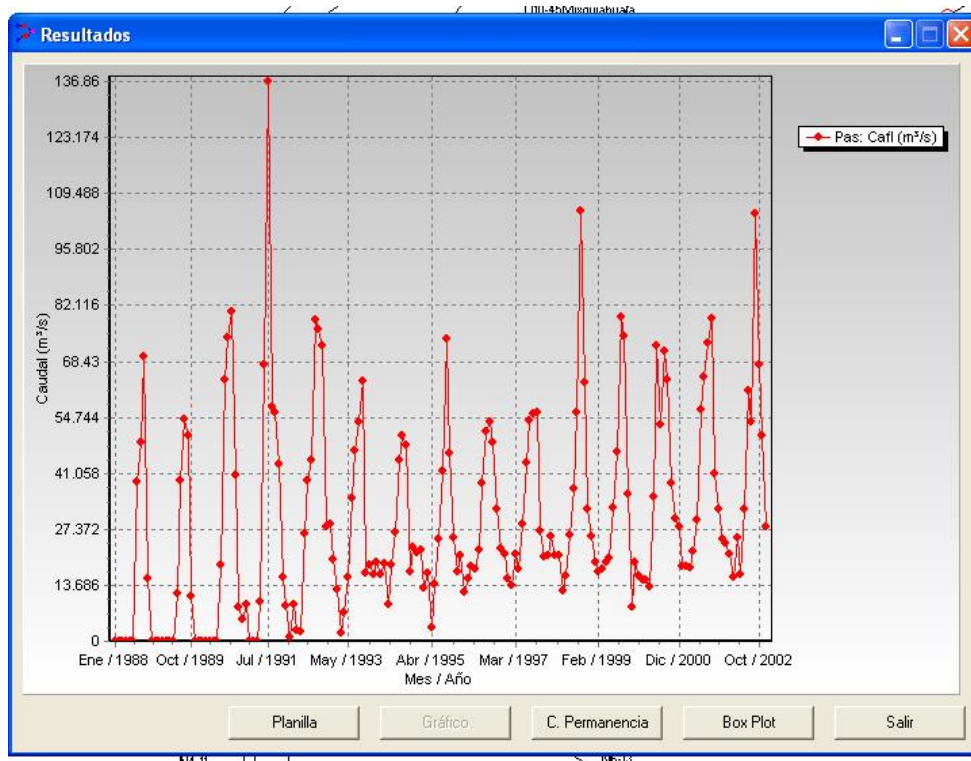


Figura 3-77. Caudal efluente en el Río Tula, abajo de la presa Endhó

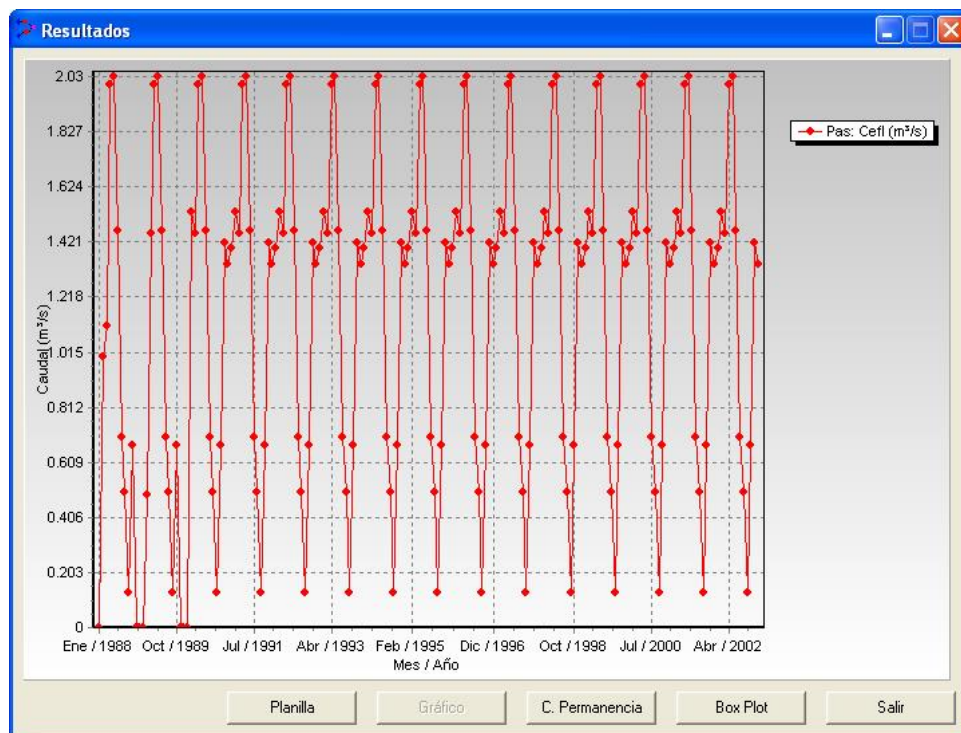


Figura 3-78. Caudal efluente en el Río Alfajayucan, abajo de las presas J. Rojo Gómez y Vicente Aguirre

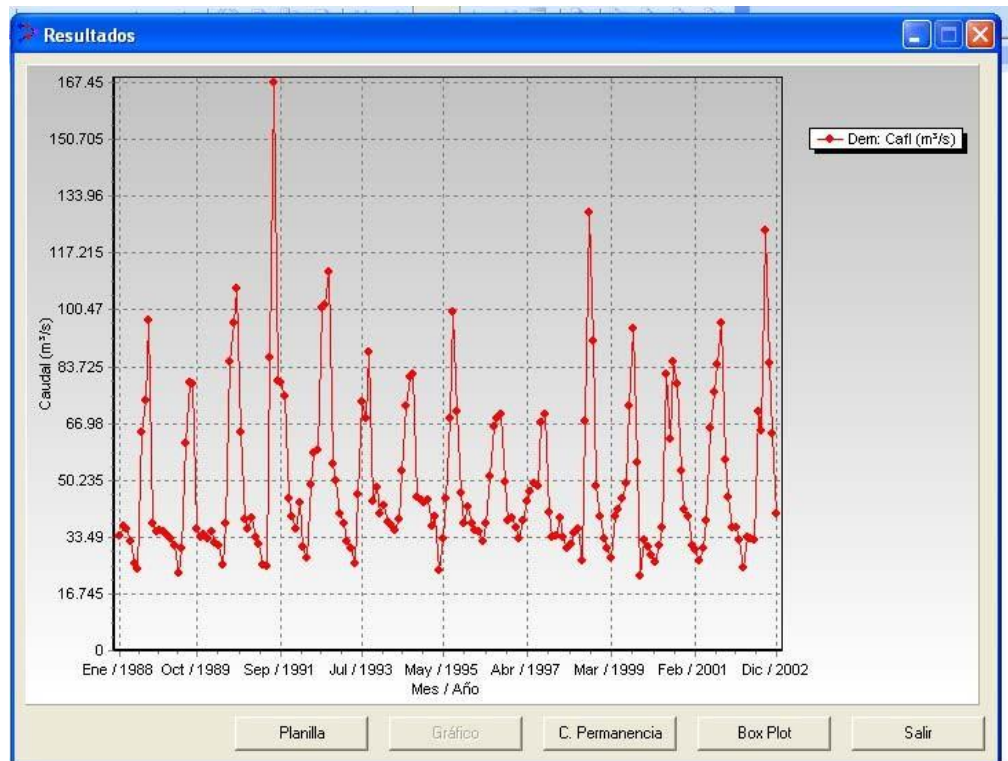


Figura 3-79. Caudal efluente en el Río Moctezuma, debajo de la presa Zimapan

3.5. Disponibilidad de agua para usos futuros

Al conjuntar todos los nodos de demanda y comparar sus caudales con los caudales suministrados, se aprecia la existencia de déficit, según se muestra en la Figura 3-80.

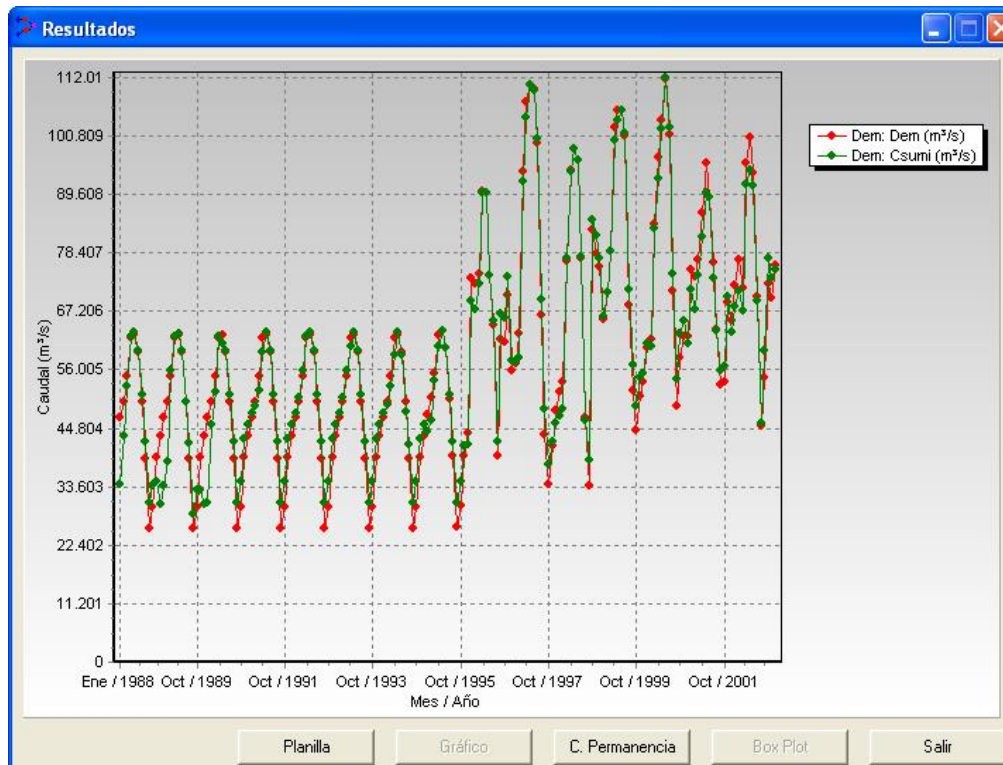


Figura 3-80. Caudales demandados y suministrados por todos los usos en la cuenca del Río Tula

Resumen				
Demandas	Tiempo máximo debajo de la demanda necesaria (meses)	Frecuencia debajo de la demanda necesaria (%)	Volumen acumulado de los déficits (Mm³)	Caudal medio suministrado (m³/s)
$\frac{Z}{A} \downarrow$	$\frac{Z}{A} \downarrow$	$\frac{Z}{A} \downarrow$	$\frac{Z}{A} \downarrow$	$\frac{Z}{A} \downarrow$
Valores	5	14.44	640.049	59.362

Figura 3-81. Resumen comparativo demandas vs suministro en la cuenca del Río Tula para todos los usos de agua

Considerando que la frecuencia en que el caudal suministrado está por debajo de la demanda necesaria es del 14%, muy superior al 5% aceptable por la CNA, se concluye que el balance de la cuenca resulta CON DEFICT y por lo tanto debe ser ratificada la veda para aprovechamiento de aguas superficiales. No obstante en la Figura 3-80 se aprecia una tendencia creciente de las demandas, pero también una tendencia creciente del caudal suministrado, lo cual se asocia a los caudales provenientes del Valle de México, que como se sabe han mantenido esa tendencia como producto del crecimiento de la población. Sin embargo esa tendencia seguramente no se sostendrá en el largo plazo, a causa de que los proyectos de suministro adicional de agua al área

metropolitana han quedado cancelados y por otra parte los proyectos de saneamiento que se están fomentando incrementarán el reciclaje de agua y reducirán por lo tanto los efluentes a la cuenca del río Tula.

3.6. Trabajos futuros

Es indudable que el modelo puede ser mejorado conforme se incorporen datos adicionales que no pudieron ser colectados durante el presente trabajo de investigación, como muestran los resultados de la “calibración” y las pruebas de hipótesis, en el sentido de que la diferencias de medias de valores de caudal simulado con MODSIM y registrados en dos de los tres nodos de la red usados para la validación son distintas al valor aceptable. Por lo tanto quedan pendientes los trabajos que permitan complementar el modelo para los nodos de almacenamiento en lo que se refiere a ingresar datos de caudal natural que permitan representar las entradas de las fracciones de cuenca no aforadas y a la adecuación de algunos parámetros de entrada al modelo en los que se definen las políticas de operación de los vasos de almacenamiento.

Por otra parte sería muy conveniente agregar nodos de demanda para representar los usos que no se consideraron por falta de información.

4. CONCLUSIONES

4.1. Conclusiones

Los distintos intentos para “correr” el modelo, combinados con la correcciones de entradas de los parámetros del modelo resultaron en que el modelo finalmente corriera y pudiera ser ajustado con un proceso de “calibración”, permiten concluir que el modelo es valido conceptualmente hablando y que el algoritmo empleado por el software LabSid-AquaNet es eficiente para realizar los cálculos, en la red representada por 87 nodos y 93 arcos que vinculan en flujo entre nodos, ya que los tiempos para presentar resultados son inferiores al minuto.

Los diagramas de dispersión presentados en las figuras 3-64, 3-66 y 3-68 y los resultados del análisis estadístico que se presentan en los cuadros 3-9, 3-10 y 3-11, para probar las hipótesis; permiten concluir que la validez de actuación del modelo no es aceptable para fines de operación pero si para fines de planeación; en razón de que para un nivel de significancia del 5%, la diferencia de medias de los valores simulados con MODSIM y registrados en los tres nodos descritos permitieron rechazar o aceptar la hipótesis nula.

El modelo, muestra que los tramos de ríos localizados aguas abajo de las 7 presas consideradas, presentan caudal distinto de cero y solamente con una baja frecuencia se estimaron valores nulos de caudal en dichos tramos. Asimismo se pudo constatar una tendencia creciente de dichos caudales mínimos, como consecuencia de la tendencia creciente de los efluentes provenientes del Valle de México.

Al comparar los caudales de demanda y suministrados para todos los usos de agua de la cuenca del Río Tula, se concluye que el balance es DEFICITARIO, en razón de que el % de déficit supera al 5% que la CNA considera aceptable.

Considerando la gran flexibilidad para cargar los datos al modelo y el reducido tiempo para desplegar los resultados, se considera que MODSIM ofrece amplias ventajas para ser utilizado en la planificación y operación de sistemas de presas, pero para validarlo y aceptar sus estimaciones para fines de operación es necesario mejorar el proceso de calibración y por otra parte comparar los costos y tiempos de respuesta contra otros procedimientos usuales para determinar y/o evaluar políticas de operación de sistemas de presas y planificación de los usos del agua en cuencas, de modo que la validez de utilidad del modelo pueda ser concluida mediante pruebas de hipótesis mas rigurosas.

4.2. Recomendaciones

Una primera recomendación es que en razón de su validez conceptual; el modelo se siga utilizando, con la finalidad de lograr una mejor calibración y su posterior validación para fines de operación; para lo cual es necesario coleccionar una serie de datos más amplios y de mayor detalle.

Asimismo es recomendable que el modelo sea comparado estadísticamente con otros modelos mediante costos y tiempos de implementación para validar su utilidad con distintos fines.

En razón de que los resultados muestran un balance DEFICITARIO, es recomendable que la veda para aprovechamiento de aguas superficiales sea ratificada, en virtud de que las demandas actuales, amparadas en las concesiones otorgadas por la CNA, más las que están en vías de regularizarse, no pueden ser abastecidas por el caudal suministrado por la red de flujo con una seguridad aceptable.

5. LITERATURA CITADA

Álvarez C. Y; Alonso M. M. I. 2000. El Proceso de Validación de los Modelos Socioeconómicos Dinámicos. Facultad de Ciencias Económicas y Empresariales. Universidad de Oviedo España. Documento de trabajo No. 196. disponible en: <http://www.uniovi.es/econo/DocumentosTrabajo>

Azevedo L. G. T., Porto, R. L. e Zaherd, K. F, 1997. Modelos de Simulação e de Rede de Fluxo. In: PORTO, R. L. et al., Técnicas quantitativas para o gerenciamento de Recursos Hídricos, 1.ed, ABRH-EUFRGS, p. 165-237, 1997

Bertsekas, D. and Tseng,P. 1994. RELAX-IV: A Faster Version of the RELAX Code for Solving Minimum Cost Flow Problems. Completion Report under NSF Grant CCR-9103804, Department of Electrical Engineering and Computer Science, MIT, Cambridge, Mass.

Comisión Nacional del Agua. 2002a. Programa Nacional Hidráulico 2001-2006. Edición 2002. Texto disponible en línea en el sitio web: <http://www.cna.gob.mx/eCNA/Espaniol/Publicaciones>.

Comisión Nacional del Agua.2002b. Programa Hidráulico Regional 2002-2006, Región XIII Aguas del Valle de México y Sistema Cutzamala. Texto disponible en línea en el sitio web: <http://www.cna.gob.mx/eCNA/Espaniol/Publicaciones>.

Comisión Nacional del Agua. 2004. Programa de Distribución de aguas para las Zonas de Riego de los estados de México e Hidalgo, que aprovechan las aguas residuales de la Ciudad de México y su Zona Metropolitana. Año Agrícola 2004-2005. Documento interno.

Comisión Nacional del Agua. 2005. Estadísticas del Agua en México. Edición 2005. Texto disponible en línea en el sitio web: <http://www.cna.gob.mx/eCNA/Espaniol/Estadisticas>

Garduño H. 2001. Administración del Agua: Algunas Experiencias Internacionales. Artículo compartido por el autor en “Water Resources Allocation Course” organizado en línea por el Banco Mundial en abril de 2002, .con la participación de la Universidad Politécnica de Sao Paulo y la Universidad del Estado de Colorado.

Hillier F. S.; Lieberman G. J. 2002 Investigación de Operaciones. 7ª Ed. McGraw-Hill.

Ibáñez C. LA; Chávez M. J. y Mariño M.A. 1997. A Planning Model for the Fuerte-Carrizo Irrigation System, Mexico. Water Resources Management 11: 165-183. Kluwer Academic Publishers. Netherlands.

Labadie. J. W. 1998. Reservoir System Optimizations Models. Water Resources Updated Journal. Universities Council on Water Resources (UCOWR). Issue 107. Southern Illinois Univ., Carbondale, III. (Spring 1998).

Labadie J. W., Baldo M. Larson R. 2000. MODSIM: Decision Support System for River Basin Management. Documentation and User Manual. Department of Civil Engineering Colorado State University and U.S Department of the Interior Bureau of Reclamation Pacific Northwest Region.

Labadie J. W. 2003a. Generalized Dynamic Programming Package; CSUDP. Documentation and User Guide Ver 2.44. Water Resources Planning and Management Division. Department of Civil Engineering Colorado State University. Ft. Collins, CO.

Labadie. J. W. 2003b. Generalized Duality Theory and Network Flow Optimization. Department of Civil Engineering Colorado State University. Ft. Collins, CO. Paper on line: <ftp://modsim.engr.colstate.edu/>

Labadie J. W. 2004. Optimal Operation of Multireservoir Systems. State of the Art Review. Journal of Water Resources Planning and Management. ASCE- 130 (2) pp 93-111.

Mays L.W. and Tung Y. K. 1992. Hydrosystems Engineering and Management. McGraw-Hill. ISBN 0-07-041146-8

Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales (2004). Decreto por el que se reforman, adicionan y derogan diversas disposiciones de la Ley de Aguas Nacionales. Texto publicado en el Diario Oficial de la Federación del día 29 de abril del 2004.

Wagner A. I. y Rivera J. 1996. Metodologías para asignación de agua en sistemas hidráulicos complejos. Reporte de investigación HG-9606-1. Coordinación de Tecnología Hidrológica. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor.

Wagner A.I. y Sánchez E A 2002. Aplicación de algoritmos genéticos a la determinación de políticas de operación de presas. Reposte de investigación HDR2. Coordinación de Tecnología Hidrológica. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor.

Wurbs. R.A. 1996. **Modeling and Analysis of Reservoir System Operations**. Prentice Hall PTR, Upper Saddle River, N.J. 07458.

Wurbs R. A. 1998. **Water Rights Considerations in Reservoir System Management**. Water Resources Updated Journal. Universities Council on Water Resources (UCOWR). Southern Illinois Univ., Carobondale, III. (Spring 1998).

6. ANEXOS

Anexo 1. Escurrimientos medios mensuales en la estación Salidas Portal

Gastos m3/seg

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1988	2.170	2.258	5.845	10.016	23.441	35.945	53.624	53.952	59.995	32.753	10.970	5.701
1989	8.298	4.344	10.075	16.129	27.418	45.480	50.953	58.570	56.192	28.478	8.222	4.499
1990	4.105	9.965	10.522	13.830	30.108	50.225	72.084	74.114	72.766	52.088	21.355	19.590
1991	24.347	15.528	13.685	19.970	36.016	73.641	91.998	55.136	60.441	54.649	26.552	20.167
1992	12.051	17.417	17.888	19.814	39.033	49.712	52.738	79.338	71.051	48.589	30.956	41.987
1993	35.225	27.821	19.924	29.197	35.501	48.661	45.524	60.761	60.240	28.600	33.539	30.664
1994	34.634	33.274	38.569	30.384	36.153	38.176	49.321	50.188	44.421	29.937	37.165	34.922
1995	38.388	29.909	33.351	25.096	31.527	40.461	43.937	66.719	47.541	40.160	31.375	35.624
1996	29.106	33.644	37.150	38.887	42.301	53.592	57.355	57.189	46.613	46.313	37.418	35.914
1997	30.083	31.153	36.642	34.317	42.621	53.588	65.842	63.205	60.309	48.267	38.003	37.765
1998	43.485	39.381	39.463	30.600	32.665	37.727	44.266	61.043	94.275	63.095	42.302	37.092
1999	34.685	33.177	36.029	37.337	37.024	45.119	51.669	69.230	53.392	30.408	22.867	33.632
2000	31.170	31.113	30.392	31.988	47.086	87.892	61.174	78.085	66.888	54.836	45.507	42.208
2001	34.187	36.465	36.631	42.819	48.382	68.390	75.148	80.758	83.750	57.479	47.169	40.737
2002	40.235	38.309	34.462	44.662	34.835	50.209	70.779	62.326	97.748	73.942	52.948	41.562
2003	40.919	35.708	36.075	33.918	36.819	83.081	77.278	86.728	111.620	72.177	46.681	34.526
2004	48.573	32.164	29.825	39.038	53.010	73.186	69.024	77.671	80.785	0.000	0.000	0.000

Anexo 2. Escurrimientos medios mensuales en la estación Río El Salto

Gastos (m3/seg)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1988	0.594	0.175	0.448	0.201	0.994	3.030	7.501	5.577	15.602	2.270	0.252	0.047
1989	0.580	0.236	0.091	0.105	0.220	1.912	4.205	2.866	2.918	1.819	1.172	1.121
1990	1.520	1.589	0.746	0.978	1.819	1.743	5.380	10.848	12.818	6.684	3.215	0.769
1991	1.160	1.239	0.675	1.210	3.616	10.146	30.201	11.363	3.502	5.997	4.414	3.235
1992	5.088	6.592	3.081	4.199	7.656	7.313	6.316	11.199	8.621	29.063	9.247	1.872
1993	0.929	1.821	0.448	0.212	1.179	2.813	9.485	2.947	6.796	4.968	0.470	0.521
1994	0.902	0.454	0.135	1.307	1.125	5.087	8.872	10.421	8.836	4.552	1.653	1.490
1995	1.451	1.691	1.076	0.364	3.606	2.995	8.251	17.698	3.330	3.436	1.580	1.365
1996	0.743	0.691	0.570	0.641	1.272	3.706	7.174	7.823	9.003	5.599	1.665	0.780
1997	1.571	1.397	1.564	2.581	3.662	5.261	9.109	4.714	4.695	2.637	0.444	0.154
1998	0.633	0.703	0.087	0.065	1.272	3.706	7.174	7.823	16.286	14.939	4.859	3.068
1999	0.743	0.691	0.570	0.641	1.272	3.706	7.174	7.823	9.003	5.599	1.665	0.780
2000	1.205	1.868	1.510	0.695	6.273	8.457	4.715	4.778	4.984	5.009	1.256	2.661
2001	2.417	1.154	1.028	2.096	4.412	7.390	6.069	5.407	3.155	3.272	2.696	0.985
2002	2.150	2.282	1.652	3.516	1.123	5.239	5.821	3.961	10.710	10.574	10.297	2.628
2003	0.619	1.253	0.832	0.869	1.379	9.881	10.949	13.979	23.925	16.310	7.000	0.137
2004	2.932	2.020	1.688	2.718	8.002	21.230	15.595	12.633	11.690	18.025	6.802	0.411

Anexo 3. Escurreimientos medios mensuales en la estación La Mora

Gastos en m3/seg

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1988	30.772	31.222	29.589	24.225	17.545	15.671	17.535	14.626	15.118	9.803	25.320	32.039
1989	28.304	26.945	24.547	22.935	14.930	10.001	13.828	14.449	15.783	12.299	25.486	30.705
1990	29.236	23.771	23.371	22.908	17.166	10.503	13.104	12.102	13.486	11.600	18.584	19.099
1991	17.496	22.033	22.987	17.266	6.799	10.381	17.586	11.689	10.631	15.306	16.541	19.498
1992	22.468	23.026	19.652	16.909	14.521	10.608	6.611	12.381	12.662	15.551	13.086	9.749
1993	8.038	13.620	21.767	15.125	2.006	2.744	18.462	4.617	11.891	14.993	17.784	12.484
1994	11.132	10.223	9.256	18.292	12.009	18.038	19.731	20.460	20.901	15.547	9.886	10.376
1995	9.869	12.311	14.647	12.442	11.436	11.928	18.864	15.782	12.046	8.420	9.072	9.916
1996	13.314	8.807	8.538	6.913	7.687	4.971	6.693	4.747	8.776	5.340	4.280	6.471
1997	8.593	8.035	7.901	10.044	1.166	0.459	3.039	1.726	1.490	1.337	1.038	1.423
1998	1.140	1.321	1.224	1.051	1.492	1.469	1.293	1.565	11.230	11.546	4.481	2.868
1999	1.543	1.872	1.375	1.813	1.369	1.570	2.310	2.358	7.922	7.391	2.105	2.006
2000	4.705	4.504	4.914	1.787	2.464	6.697	4.429	5.941	2.896	2.716	1.378	2.109
2001	3.042	1.438	1.098	1.711	2.513	4.264	6.376	3.503	5.900	3.319	2.802	1.900
2002	2.597	1.885	1.786	2.326	2.295	1.983	3.967	3.036	7.439	5.492	3.502	2.920
2003	1.335	1.889	1.883	4.299	6.310	9.520	12.256	8.004	9.211	10.177	10.827	11.613
2004	3.009	9.841	9.239	7.260	7.120	12.048	8.567	9.136	9.490	0.000	0.000	0.000

Anexo 4. Escurreimientos medios mensuales en la estación Tlautla

Gastos en m3/seg

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1988	0.109	0.089	0.066	0.084	0.233	0.265	0.284	1.726	3.194	0.190	0.119	0.114
1989	0.159	0.117	0.068	0.084	0.208	0.441	0.322	3.207	1.124	0.806	0.191	0.209
1990	0.180	0.153	0.126	0.324	0.372	0.028	1.473	1.344	3.323	0.997	0.314	0.350
1991	0.191	0.162	0.076	0.069	0.055	1.733	20.946	1.761	0.382	2.019	0.883	0.234
1992	0.211	1.603	0.122	0.176	0.854	0.821	0.476	2.000	3.380	8.481	3.675	0.000
1993	0.000	0.150	0.184	0.212	0.356	1.838	4.471	0.244	1.916	0.577	0.584	0.000
1994	0.094	0.125	0.149	0.331	2.674	2.030	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1995	0.158	0.158	1.454	0.316	0.146	0.095	0.433	0.668	0.555	0.234	0.324	0.245
1996	0.170	0.158	0.097	0.048	0.341	0.593	0.458	0.757	1.170	0.870	0.134	0.149
1997	0.130	0.178	0.178	0.194	0.180	0.154	0.168	0.273	0.211	0.235	0.152	0.095
1998	0.093	0.092	0.098	0.075	0.289	0.715	0.520	1.019	3.024	5.186	0.851	0.236
1999	0.174	0.130	0.083	0.051	0.053	0.040	0.965	1.454	1.453	1.262	0.304	0.247
2000	0.138	0.017	0.067	0.106	0.279	2.124	0.259	0.341	0.514	0.184	0.171	0.168
2001	0.073	0.061	0.088	0.102	0.156	0.138	0.567	0.552	1.759	0.268	0.176	0.146
2002	0.127	0.000	0.092	0.130	0.108	0.141	1.013	0.672	5.148	2.199	3.280	0.000
2003	0.168	0.185	0.119	0.101	0.085	0.617	1.411	0.867	8.977	9.735	0.876	0.249
2004	0.234	0.211	0.153	0.100	0.207	1.620	1.917	5.702	6.627	3.101	0.334	0.000

Anexo 5. Escurrimientos medios mensuales en la estación Rosas

Gastos en m3/seg

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1988	0.085	0.071	0.096	0.129	0.137	0.127	0.259	0.247	0.231	0.157	0.136	0.099
1989	0.071	0.044	0.032	0.054	0.094	0.080	0.060	2.418	0.435	0.155	0.147	0.146
1990	0.135	0.097	0.038	0.042	0.147	0.043	0.846	0.791	1.119	0.408	0.410	0.369
1991	0.308	0.149	0.031	0.020	0.052	1.619	7.672	1.893	1.056	2.003	0.848	0.754
1992	0.522	0.932	0.276	0.154	0.639	0.919	0.598	2.025	2.841	2.419	1.038	0.736
1993	0.529	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888	2.452	4.025	2.329	1.173	0.858
1994	0.529	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888	2.452	4.025	2.329	1.173	0.858
1995	0.529	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888	2.452	4.025	2.329	1.173	0.858
1996	0.506	0.261	0.118	0.042	0.116	0.265	0.320	0.416	1.447	1.047	0.377	0.328
1997	0.332	0.291	0.129	0.155	0.344	1.063	2.888	0.237	0.066	0.151	0.082	0.052
1998	0.000	0.031	0.024	0.015	0.013	0.026	0.032	0.067	7.465	4.598	1.489	0.924
1999	0.719	0.644	0.123	0.616	0.806	0.093	0.359	13.325	27.373	23.276	0.674	0.354
2000	0.264	0.160	0.064	0.020	0.000	2.909	0.776	0.580	1.020	0.199	0.199	0.000
2001	0.193	0.106	0.046	0.023	0.134	0.293	0.242	0.115	0.463	0.284	0.224	0.233
2002	0.208	0.093	0.041	0.112	0.029	0.044	0.346	0.308	0.543	0.566	0.874	0.568
2003	0.475	0.284	0.053	0.068	0.060	0.320	0.718	0.744	1.330	1.013	1.057	1.156
2004	0.913	0.462	0.208	0.152	0.402	1.041	0.900	1.174	1.127	1.113	1.863	1.739

Anexo 6. Escurrimientos medios mensuales en el Km 0.000 del canal Xotho

DISTRITO DE RIEGO N° 003-TULA

Modulo EL Xotho

Volumenes mensuales de entrada al canal El Xotho 0+000 (000 M3)

Año	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	TOTAL
1994-95	13,815	13,230	13,642	12,341	12,192	14,104	13,540	13,386	11,913	13,119	13,973	14,248	159,503
1995-96	14,730	14,285	15,017	15,373	13,237	15,407	15,154	15,298	13,472	14,868	13,165	12,091	172,096
1996-97	12,877	12,114	13,449	13,829	11,876	13,904	14,694	15,316	13,782	13,476	13,647	12,860	161,824
1997-98	13,221	12,920	12,275	12,941	12,226	13,670	11,717	11,074	9,956				109,999
1998-99	11,279	11,187	6,511	12,501	10,689	11,594	11,570	12,515	12,509	13,370	11,570	13,843	139,138
1999-00	14,075	10,791	11,099	11,307	10,470	11,383	10,939	13,397	13,497	12,608	11,978	13,186	144,730
2000-01	12,093	10,604	11,008	12,201	11,348	12,897	12,628	14,337	13,958	14,431	14,580	12,515	152,600
2001-02	12,748	12,065	12,422	11,969	11,859	13,818	12,889	12,550	13,542	14,491	14,315		142,667
2002-03	12,312	11,524	12,395	12,657	12,319	13,010	11,149	11,557	13,474	15,185	15,492	14,350	155,423
2003-04	11,279	11,187	6,511	12,501	10,689	11,594	11,570	12,515	12,509	13,370	11,570	13,843	139,138
2004-05	11,279	11,187	6,511	12,501	10,689	11,594	11,570	12,515	12,509	13,370	11,570	13,843	139,138

Gastos medios mensuales (m3/seg)

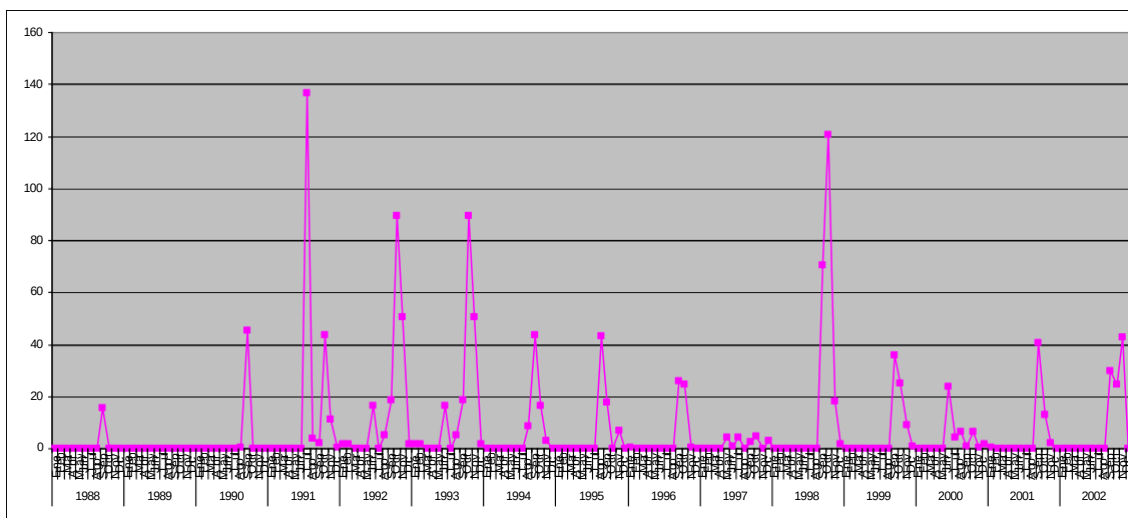
Año	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	PROMEDIO
1994-95	5.158	5.104	5.093	4.608	5.040	5.266	5.224	4.998	4.596	4.898	5.217	5.497	5.058
1995-96	5.499	5.511	5.607	5.740	5.472	5.752	5.846	5.712	5.197	5.551	4.915	4.665	5.456
1996-97	4.808	4.674	5.021	5.163	4.909	5.191	5.669	5.718	5.317	5.031	5.095	4.961	5.130
1997-98	4.936	4.984	4.583	4.832	5.054	5.104	4.520	4.135	3.841	5.163	4.923	5.177	4.771
1998-99	4.211	4.316	2.431	4.667	4.418	4.329	4.464	4.672	4.826	4.992	4.320	5.341	4.416
1999-00	5.255	4.163	4.144	4.222	4.328	4.250	4.220	5.002	5.207	4.707	4.472	5.087	4.588
2000-01	4.515	4.091	4.110	4.555	4.691	4.815	4.872	5.353	5.385	5.388	5.444	4.828	4.837
2001-02	4.759	4.655	4.638	4.469	4.902	5.159	4.972	4.685	5.224	5.410	5.345	5.177	4.950
2002-03	4.597	4.446	4.628	4.726	5.092	4.857	4.301	4.315	5.198	5.669	5.784	5.536	4.929
2003-04	4.211	4.316	2.431	4.667	4.418	4.329	4.464	4.672	4.826	4.992	4.320	5.341	4.416
2004-05	4.211	4.316	2.431	4.667	4.418	4.329	4.464	4.672	4.826	4.992	4.320	5.341	4.416

Promedio 4.742 4.598 4.101 4.756 4.795 4.853 4.820 4.903 4.950 5.163 4.923 5.177

Anexo 7. Derrames en la presa Endhó y su representación gráfica

DERRAMES DE LA PRESA ENDHO (MM3).

	ANO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
1	1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	158,471.6	79,589.9	86,902.8	52,157.8	9,068.5	386,190.6
2	1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	154,442.8	13,398.9	95,513.4	29,662.6	14,185.0	0.0	307,202.7
3	1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16,168.1	85,452.5	170,117.5	27,439.1	8,367.0	0.0	307,544.2
4	1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	29,412.6	99,313.1	146,003.1	221,400.7	25,731.7	13,892.3	535,753.5
5	1977	311.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	311.1
6	1978	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	69,562.8	2,412.5	0.0	71,975.3
7	1979	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	83,421.1	0.0	0.0	0.0	83,421.1
8	1980	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1981	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39,353.4	136,299.2	18,123.2	60,748.1	12,389.9	10,274.9	0.0	277,188.7
10	1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	1983	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	46,863.8	10,836.2	0.0	0.0	57,700.0
12	1984	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	44.9	345,096.0	88,211.1	0.0	0.0	433,352.0
13	1985	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11,373.7	74,147.8	49,658.3	14,997.3	2,470.9	0.0	0.0	152,648.0
14	1986	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39,587.3	4,078.1	0.0	0.0	17,649.2	0.0	0.0	61,314.6
15	1987	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	1988	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	40,489.9	0.0	0.0	0.0	40,489.9
17	1989	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	1990	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1,339.0	117,884.5	0.0	0.0	0.0	119,223.5
19	1991	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	366,256.7	10,222.9	6,056.2	116,761.3	29,624.8	617.4	529,539.3
20	1992	4,792.7	4,070.7	0.0	0.0	0.0	42,484.6	0.0	14,081.2	48,422.8	239,331.2	131,494.2	4,365.1	489,042.5
21	1993	3,004.5	6,422.0	0.0	0.0	0.0	0.0	18,755.1	0.0	40,542.6	20,415.8	6,385.2	0.0	95,525.2
22	1994	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	23,725.1	113,712.7	44,133.8	7,789.2	0.0	189,360.8
23	1995	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	116,016.4	46,150.8	492.4	17,400.0	0.0	180,059.6
24	1996	1,533.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	67,015.4	66,300.3	1,349.7	0.0	0.0	136,199.0
25	1997	0.0	0.0	0.0	0.0	11,621.8	2,025.2	11,119.3	429.9	6,378.3	12,703.4	69.1	7,843.5	52,190.5
26	1998	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	183,072.6	322,606.6	47,147.9	4,622.4	0.0	557,449.5
27	1999	43.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	93,031.6	67,725.3	23,547.6	2,246.4	0.0	186,594.1
28	2000	0.0	518.4	0.0	0.0	0.0	61,783.0	11,619.0	17,026.7	2,134.4	17,787.7	998.1	4,802.8	116,670.1
29	2001	916.0	360.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	105,601.7	35,180.0	5,484.0	0.0	147,541.7
30	2002	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	77,427.2	66,210.0	111,096.6	0.0	0.0	254,733.8
PROMEDIO		353.4	379.0	0.0	0.0	387.4	6,553.6	27,410.0	20,243.5	66,342.4	52,539.1	16,517.2	1,581.9	192,307.4



Anexo 8. Caudales medios mensuales aforados en la estación Ixmiquilpan II

Datos Hidrometricos Mensuales obtenidos del Banco de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)

Clave Estación: 26406

Nombre Estación: Ixmiquilpan

Latitud:

Longitud:

Estado:

Región: 26 Panuco

Cuenca: Tula

Corriente: Río Tula

Gasto Medio del Mes (m3/seg)

MES	1938	1939	1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946	#	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
ENE	4.650	2.654	2.264	1.660	4.158	3.288	3.423	3.524	2.225	#	15.450	14.984	9.728	8.716	8.245	12.338	9.088	11.359	11.245	10.571	8.959	8.909	15.152	13.547	12.401	16.661	20.034	13.594	11.897	11.438	9.243	10.422	10.372
FEB	1.770	1.011	0.760	0.513	1.971	1.745	1.795	1.841	1.915	#	11.811	11.103	11.432	5.220	8.370	11.138	9.832	12.463	11.271	13.592	10.237	10.117	39.312	16.260	11.805		21.653	15.069	13.382	11.837	9.526	9.658	11.650
MAR	2.372	1.090	0.800	0.497	1.198	1.422	0.798	0.778	0.962	#	10.262	6.804	6.856	3.068	4.790	6.121	5.998	7.803	8.862	8.274	6.317	5.434	11.947	6.167	14.360		9.502	13.596	8.118	8.087	6.610	6.959	6.377
ABR	2.015	1.648	0.599	0.713	1.306	1.235	0.617	0.704	4.348	#	10.529	7.076	6.569	2.491	2.611	15.128	14.356	4.953	6.954	6.996	4.764	4.588	10.818	10.029	8.370	9.368		18.410		8.530	7.780	6.515	5.689
MAY	5.180	3.280	1.952	2.251	3.578	2.228	1.610	1.175	1.982	#	15.140	11.423	9.688	1.909	3.793	9.325	8.427	3.909	5.437	6.310	7.203	5.206	12.110	7.458	7.890	7.512				0.025		10.170	5.084
JUN	16.227	13.722	8.720	32.947	9.119	19.301	1.168	2.730	6.158	#	7.385	30.850	1.689	1.182	5.088	14.497	29.488	8.341	2.468	7.238	10.851	10.966	34.594	6.226	13.474	5.916	9.034			3.923	36.369	8.405	7.529
JUL	30.943	5.514	34.038	28.953	8.516	5.718	5.404	3.269	3.507	#	6.667	55.490	1.789	4.306	10.920	37.519	10.583	4.734	7.362	5.995	11.974	130.339	8.482	18.308	9.631	10.103	9.444	17.105	4.815	12.140	12.022	11.274	10.230
AGO	5.090	4.491	8.598	8.739	8.561	7.506	20.447	9.069	2.745	#	6.942	10.436	1.775	5.006	3.961	22.345	7.834	5.093	9.128	11.604	9.642	14.352	20.305	5.869	23.127	57.531	10.291	9.288	9.002	9.219	18.902	10.032	6.687
SEP	7.255	13.305	4.385	53.050	35.444	26.113	95.796	2.745	4.769	#	5.713	28.709	2.419	24.413	112.409	12.222	10.490	5.384	26.280	10.350	62.694	15.427	32.087	35.566	68.540	35.783	46.667	12.751	79.927	47.125	17.688	56.930	47.703
OCT	2.138	7.887	1.061	99.267	7.870	7.520	28.374	1.211	14.510	#	7.915	26.731	8.317	8.180	13.098	8.756	16.490	8.287	8.011	6.635	33.490	57.303	120.368	26.719	43.283	15.635	38.771	25.414	131.983	43.368	26.599	28.076	40.037
NOV	2.470	3.118	1.313	21.781	4.546	3.139	5.188	2.219	2.538	#	9.579	24.113	4.237	8.758	12.264	7.690	15.001	10.962	10.043	7.407	9.799	26.694	72.377	17.728	16.750	27.211	14.247	13.732	29.698	25.034	14.201	16.718	59.530
DIC	2.864	1.554	1.178	7.562	2.559	2.802	3.776	2.034	1.097	#	8.478	11.968	5.761	9.444	10.094	10.057	10.881	10.789	12.479	12.277	7.605		14.792	13.438	8.383		15.240	19.071	13.166	11.930		16.107	16.917
ANUAL	6.9145816	4.9395173	5.4724038	21.4945111	7.4022234	6.8345794	14.033082	2.60833	3.8962705	#	9.6585059	19.973945	5.8550456	6.8910336	16.303618	13.928028	12.372246	7.8398608	9.9615047	8.9373975	15.294645	26.303272	32.685293	14.776126	19.834388	20.635588	19.488168	15.803	33.554078	16.054728	15.894037	15.938735	18.983705

Volumen total en el mes (000 m3)

MES	1938	1939	1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946	#	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
ENE	12455	7109	6065	4447	11137	8806	9169	9440	5960	#	41381	40134	26056	23344	22083	33045	24341	30424	30118	28314	23996	23862	40583	36283	33215	44624	53658	36410	31864	30636	24757	27913	27781
FEB	4282	2446	1839	1242	4768	4221	4342	4454	4632	#	28573	26860	27657	12628	20248	26945	23785	30151	27267	32882	24766	24475	95104	39335	28558		52384	36454	32374	28637	23046	23365	28184
MAR	6.353	2920	2144	1330	3309	3809	2137	2084	2576	#	27485	18223	18362	8217	12830	16395	16065	20900	23735	22162	16920	14554	31999	16517	38462		25449	36416	21742	21659	17705	18638	17080
ABR	5.223	4271	1553	1849	3384	3200	1600	1826	11270	#	27292	18341	17026	6456	6769	39213	37210	12839	18024	18133	12348	11892	28039	25996	21695	24282		47719		22111	20165	16886	14745
MAY	13.873	8784	5227	6029	9683	5967	4312	3146	5309	#	40550	30595	25949	5112	10160	24975	22570	10471	14562	16900	19292	13944	32436	19975	21132	20120			67		27239	13617	
JUN	42.061	35568	22601	85399	23636	50027	3028	7075	15961	#	19141	79964	4379	3065	13187	37575	76432	21619	6396	18762	28127	29424	89667	16137	34924	15333	23415			10168	94268	21786	19515
JUL	82.878	14769	91168	77547	22809	15314	14475	8756	9393	#	17857	148624	4792	11533	29249	100492	28346	12680	19718	16058	32070	349099	22719	49036	25795	27060	25294	45814	12896	32516	32201	30196	27401
AGO	13.633	12028	23029	23407	22930	20105	54765	24291	7353	#	18593	27953	4753	13408	10610	59849	20982	13640	24448	31079	25824	38441	54386	15720	61944	154092	27563	24877	24111	24693	50626	26870	17911
SEP	18.806	34487	11366	137506	91872	67684	248303	7115	12360	#	14807	74415	6271	63278	291364	31679	27190	13956	68117	26826	162504	39988	83169	92187	177655	92750	120962	33051	207170	122147	45848	147563	123645
OCT	5.727	21125	2843	265877	21080	20141	75998	3243	38864	#	21200	71595	22277	21909	35083	23453	44167	22196	21457	17770	89699	153481	322393	71564	115930	41877	103843	68068	353503	116156	71242	75198	107235
NOV	6.402	8083	3402	56457	11784	8137	13447	5752	6578	#	24828	62501	10982	22701	31787	19933	38883	28414	26031	19200	25400	69192	187600	45951	43415	70532	36929	35593	76976	64889	36809	43334	154301
DIC	7.672	4161	3156	20254	6855	7504	10114	5449	2938	#	22708	32055	15430	25296	27035	26937	29144	28898	33424	32882	20370		39619	35992	22452		40818	51081	35265	31954		43140	45310
ANUAL	219,365	155,751	174,393	681,344	233,047	214,915	441,690	82,631	123,194	#	304,415	631,260	183,934	216,947	510,405	440,491	389,115	246,188	313,297	280,968	481,316	767,352	1,027,714	464,693	625,177	490,670	510,315	415,483	795,901	505,633	416,667	502,128	596,725

Fuente: Comisión Nacional del Agua. Área de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos y Presas de la Gerencia Estatal en Hidalgo.

Anexo 9. Caudales medios mensuales aforados en la estación Tasquillo

Datos Hidrometricos Mensuales obtenidos del Banco de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)

Clave Estación: 26449
 Nombre Estación: Tasquillo Latitud: Longitud: Altitud
 Estado:
 Region: 26 Panuco
 Cuenca: Tula
 Corriente: Río Tula

Gasto Maximo del Mes (m3/seg)

Gasto Medio del Mes (m3/seg)

MES	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
ENE		22.262	15.805	15.776	15.958	20.307	18.698	17.392	18.625	18.634	18.094	18.405	27.877	20.771	23.579	24.657	27.361	24.064	24.559	21.191	22.133	23.082	22.241
FEB		14.890	14.093	10.455	13.168	16.164	15.658	14.161	15.721	18.207	18.369	16.403	40.092	18.030	21.211	20.913	23.034	21.452	19.724	19.629	19.648	19.598	19.257
MAR		12.098	11.880	8.204	10.266	12.811	14.471	14.110	15.150	14.903	14.078	13.859	21.347	14.705	18.616	20.112	18.251	20.847	19.324	18.225	17.761	18.053	16.740
ABR		11.783	10.419	7.085	7.306	24.348	16.215	12.505	13.270	13.786	12.064	11.793	18.252	15.751	18.483	15.441	16.903	29.822	14.508	17.112	16.182	15.837	16.049
MAY	22.276	19.814	16.052	6.784	12.125	17.632	15.800	15.766	11.824	13.408	15.834	11.645	23.014	14.615	17.645	14.613	14.411	29.934	12.281	15.504	16.697	20.034	15.731
JUN	9.511	36.179	4.944	4.997	11.266	20.220	35.716	15.917	7.141	15.677	17.203	15.996	34.039	12.213	24.778	11.601	18.206	17.886	11.014	14.394	45.271	17.320	18.791
JUL	10.683	59.441	7.391	8.664	22.655	41.741	16.505	10.191	14.176	11.353	20.127	124.844	15.511	22.780	17.518	18.838	17.496	22.296	14.123	24.130	20.699	22.925	20.080
AGO	12.178	14.626	6.032	9.781	10.572	27.967	13.524	9.770	16.962	18.400	17.342	20.304	25.727	11.689	28.402	59.929	19.416	15.977	18.789	18.574	31.086	20.777	17.767
SEP	10.606	32.917	7.193	0.000	123.212	16.882	15.853	11.140	40.469	14.062	75.560	22.602	32.683	35.795	59.407	41.408	59.055	21.646	78.115	53.097	28.765	62.062	54.266
OCT	13.787	31.009	15.023	0.000	18.086	16.788	24.602	15.869	14.469	14.058	38.902	57.965	97.927	27.865	48.060	25.417	47.454	35.789	120.534	57.592	38.324	40.364	48.844
NOV	16.312	28.777	10.622	0.000	17.972	16.160	22.652	18.398	16.490	15.358	18.545	31.481	64.270	23.731	24.502	38.217	24.353	24.203	38.809	35.040	22.886	24.600	64.916
DIC	15.855	17.840	12.828	0.000	20.165	18.781	19.603	19.064	19.318	21.002	18.633	25.387	23.226	21.275	21.351	26.676	25.880	28.172	24.628	24.943	23.959	24.793	29.097
ANUAL	13.901023	25.136213	11.023621	5.9787249	23.562668	20.816719	19.108236	14.523534	16.967904	15.737194	23.729341	30.8902392	35.330452	19.934849	26.962646	26.485122	25.984916	24.340682	33.033994	26.619219	25.284218	25.787068	28.648198

Volumen total en el mes (000 m3)

MES	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002
ENE		59627	42333	42254	42743	54390	50082	46584	49885	49910	48462	49296	74666	55632	63153	66042	73284	64453	65780	56757	59281	61822	59569
FEB		39881	37746	28003	35270	43293	41938	37928	42106	48765	49200	43933	107382	48291	56811	56013	61694	57456	52828	52575	52626	52492	51578
MAR		32402	31820	21973	27496	34312	38758	37792	40578	39916	37707	37119	57177	39387	49861	53869	48883	55836	51757	48814	47570	48353	44836
ABR		31560	27907	18977	19569	65214	43431	33494	35543	36924	32312	31587	48885	42187	49506	41356	45272	79874	38859	45833	43343	42419	42985
MAY	59663	53069	42994	18169	32475	47225	42320	42228	31670	35911	42411	31191	61642	39144	47261	39139	38598	80176	32894	41525	44720	53658	42134
JUN	25474	96903	13243	13383	30175	54158	95662	42631	19126	41988	46077	42844	91170	32710	66365	31073	48764	47907	29499	38553	121253	46391	50330
JUL	28614	159206	19795	23205	60680	111799	44206	27296	37970	30407	53909	334381	41544	61013	46919	50456	46861	59717	37826	64630	55439	61401	53783
AGO	32618	39173	16156	26197	28316	74908	36223	26167	45430	49283	46448	54381	68908	31308	76073	160513	52003	42794	50324	49748	83261	55649	47588
SEP	28406	88164	19267		330010	45216	42462	29837	108391	37664	202381	60537	87539	95874	159117	110907	158172	57976	209224	142216	77043	166227	145345
OCT	36927	83055	40238		48441	44964	65894	42504	38754	37652	104195	155253	262288	74634	128723	68076	127101	95858	322838	154255	102648	108112	130824
NOV	43691	77075	28451		48137	43283	60672	49277	44167	41134	49672	84318	172140	63560	65625	102360	65228	64826	103946	93851	61298	65888	173871
DIC	42467	47783	34358		54011	50304	52506	51060	51742	56252	49906	67997	62208	56982	57187	71449	69316	75456	65964	66806	64173	66405	77933
ANUAL	297,860	807,898	354,308	192,161	757,323	669,066	614,154	466,798	545,362	505,806	762,680	992,837	1,135,549	640,722	866,601	851,253	835,176	782,329	1,061,739	855,563	812,655	828,817	920,776

Fuente: Comisión Nacional del Agua. Área de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos y Presas de la Gerencia Estatal en Hidalgo.

Anexo 10.Precipitación y evaporación mensual en la estación Presa Taximay

LATITUD: 19° 50' 18"
LONGITUD: 99° 23' 07"
ALITUD: 2247 msnm.

EVAPORACION
en mm.

CONTROLADA POR: CNA
ESTACION: PRESA TAXIMAY
ESTADO: HIDALGO

Evaporacion medida en tanque tipo A (mm/mes)

AÑO	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE	170.1	143.7	149.6	133.7	133.8	131.8	135.3	109.2	95.8	122.2	115.7	133.2	139.8	88	143.4	121.8	119.3	135.7	86.6	111.5	128.1	110.7	142.5	138.3	154.6	143.9	127.2	143.5	135.8				126.1
FEB	173.2	170	169.1	136.8	158.7	166.4	152.4	153.8	139.1	167.8	161.8	152.7	167.8	179.7	136.8	142.8	151	146	141.5	155.7	153.4	119.8	150.7	152.6	208	147.1	153.7	129.5	129.2				150.7
MAR	209	250.3	212.2	221.7	222.4	212.2	247	270.1	193.8	223.1	210.2	237.4	188	195	195.8	210.7	176.5	253.8	186.8	208.9	220.3	205.1	208.7	164.4	261.4	216	198.2	221.1	216				208.7
ABR	249	190	237.4	181.2	243.4	198.8	197.4	227.1	160.1	216.8	250.4	181.3	230.3	218.7	184.3	127.8	184.3	244.9	183.4	208.9	182.1	230.1	204.6	174.7	264.1	216.5	215.5	197.4	207.8				204.6
MAY	174.1	166.1	271.7	182.2	212.6	162.6	212.8	159.4	188.4	202	225	190.4	194.4	186.1	191.6	219.8	180.7	206.8	135.8	199.6	178.2	212.1	194.5	174.7	280.9	249.4	177.4	180	227.9				194.5
JUN	194.4	165.8	201.4	174.8	176.6	150.8	176.6	140.6	126.4	223.1	136.8	166.3	148.1	124.8	136.2	184.8	166.8	146.4	179.6	167.7	133.3	165.4	160.5	171.8	203.9	217.1	128.3	150.5	162.9				160.5
JUL	152	121.7	181.6	131.3	112.4	127.1	151.1	126.3	142	152.4	115.4	112.8	111.2	126.3	129.4	132.2	132.2	130.7	135.8	132.9	133.1	135.2	135.2	150.4	185.8	149.9	157.2	152.2	144.7				135.2
AGO	140.1	169.4	160.3	149.4	153.7	147.3	148	151.6	144.6	149.4	150.8	141.3	130.6	146.4	128.8	137.9	132.3	146.6	143	140.6	120.7	117	137.3	109.1	137.6	160.1	135.7	148.1	148.6				137.3
SEP	130.1	129.8	118.3	119.4	76.8	116.7	130.1	114.6	118.3	122.3	109.2	100.1	95.8	116.8	123.8	99.4	106.4	108.4	115.9	102.9	102.8	121.3	116.2	135	103.2	112	134.6	126	113.7				116.2
OCT	144.4	162.7	121.8	107.8	111.8	138.8	143.3	109.6	105.7	138.1	127.1	124.4	77	120.4	129.4	129.5	101.1	104.9	117.9	129.2	111	131	117.6	124.4	77.6	109.9	139.1	112.7	139.1				117.6
NOV	138.8	144.1	111.2	113.8	113	113.4	125.7	91.1	95.7	114.3	102.2	117.8	99.4	96.3	143.8	118.1	107.1	90.8	88.5	115.8	126.6	102.9	113.7	114.8	109.6	113.5	156.6	119.6	101				113.7
DIC	105.8	125.2	113.3	113.8	101.3	109.4	113	75	108.1	105.2	107.8	92.4	93.8	94.3	114.8	107.8	117.9	88.1	101.3	118.6	121.8	114.2	105.8	134.5	109.3	114.3	113.6	106.8	115.7				105.8
ANUAL	1981.0	1938.8	2047.9	1785.9	1816.5	1775.3	1932.7	1728.4	1618	1936.7	1812.4	1750.1	1676.2	1692.8	1758.1	1732.6	1675.6	1803.1	1616.1	1792.3	1711.4	1764.78	1787.33	1744.7	2096	1949.7	1836.1	1787.4	1842.4	0	0	0	1770.9

Precipitacion mensual (mm)

AÑO	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE	0	17	0	0	2	55	25	745	6	75	255	0	0	44	23	4	1	45	60	85	85	245	0	12	0	0	0	5	14.5	25	8.5	15	9.8
FEB	0	45	0	5	0	5	0	1	1	0	0	0	2	0	55	55	64	1	51	4	5	25	0.0001	0.001	0	0	1	34	15.5	0	INAP.	2	6.7
MAR	14	0	5	3	6	8	55	0	0	0	25	0	21	18	16.5	65	45	1	186.8	16.8	35	0	1	205	0	2	8	3	5	2	15	0	11.7
ABR	19	66.5	9	78	0	83	41	10	46	26	10	137	285	11	291	25.5	29.1	15	3	145	63	14	295	29	0.001	6	45	44	245	8	26	3	26.7
MAY	59	75.5	23.5	77	23	56.5	25	91.5	42	195	335	113	44	118.5	61.6	41	74	66	83.5	20	59	80.5	325	485	1	9	144	80.5	22.6	18	120	20.5	59.7
JUN	179	204.5	72	112.5	133	165.5	68.5	157	240	215	267	148	203	176	87	126.5	435	174.8	47	207.4	96	67.5	925	69	144.5	37	187	105.5	63	173	276.5	58.5	133.2
JUL	207.3	29.3	192.5	109.5	194	134.5	111.5	280	236.5	161.5	142	82.5	243	125	145	129.5	161	223.5	104	74.5	89.6	159.4	135	80.5	86.5	159	114.5	112	138.5	125.5	156	183.5	153.9
AGO	92	211.5	151	107	273.5	87	87	105	157.5	184.5	585	103	150.5	93.5	143	179.5	97.5	63	144.5	126	150.5	181.5	106.5	78.5	83	152	93.5	89.5	89.5	171.5	214	210.5	136.3
SEP	113	111	75.5	155.5	253.5	64.5	58	254.5	73	71.5	70.5	97.5	111.5	114.5	58.5	58	146.5	93	86	101.5	196.5	89	134.5	39	249	108	84	113.5	194	248.5	118	90.5	122.6
OCT	41.5	39.5	84	134.5	51.5	36.5	57.3	75	160	124.5	35	33.5	82.5	185	65	35	121	91	78	38	245	85	59.5	48.5	69.5	59.5	7	44.5	78.5	86	56.5	105	59.8
NOV	18.5	62.5	54	57.5	43.5	5	33	84.5	0	75	75	9	115	41	105	0.0001	4	29	27	14.5	20.5	32.5	0	3	3.5	1	23.5	85	73.5	34	0	3	17.9
DIC	7.8	0	1.5	0	6.5	4	9.5	37.5	6.5	5	6	1	4	5	0	34	6.5	4	16	0	9.5	25.5	5	6.5	0	9	2	4	0	0	0	7.3	
ANUAL	751.1	821.8	608	839.5	986.5	665	498.8	1170.5	968.5	629	658	724.5	901.5	765	565.5	645	695	752.3	886.8	625.7	726.1	707.9	596	436.001	637.001	542.5	676	642	723.1	869	990.5	691.5	745.4247105

Evaporacion Neta (mm/mes)

AÑO	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE	170.1	126.7	149.6	133.7	131.8	126.3	132.8	34.7	89.8	114.7	90.2	133.2	139.8	44.0	141.1	117.8	118.3	131.2	26.6	103.0	119.6	86.2	142.5	126.3	154.6	143.9	127.2	138.5	121.3				116.4
FEB	173.2	165.5	169.1	131.8	158.7	161.4	152.4	152.8	138.1	167.8	161.8	152.7	165.8	179.7	131.3	137.3	144.6	145.0	90.5	151.7	148.4	94.8	150.7	152.6	208.0	147.1	152.7	95.5	113.7				143.8
MAR	195.0	250.3	207.2	218.7	216.4	204.2	241.5	270.1	193.8	223.1	207.7	237.4	167.0	177.0	179.3	204.2	172.0	252.8	0.0	192.1	216.8	205.1	207.7	143.9	261.4	214.0	190.2	218.1	211.0				196.6
ABR	230.0	123.5	228.4	103.2	243.4	115.8	156.4	217.1	114.1	190.8	240.4	44.3	201.8	207.7	155.2	102.3	155.2	243.4	180.4	194.4	119.1	216.1	175.1	145.7	264.1	210.5	211.0	153.4	183.3				177.1
MAY	115.1	90.6	248.2	105.2	189.6	106.1	187.8	67.9	146.4	182.5	191.5	77.4	150.4	67.6	130.0	178.8	106.7	140.8	52.3	179.6	119.2	131.6	162.0	126.2	279.9	240.4	33.4	99.5	205.3				134.5
JUN	15.4	-38.7	129.4	62.3	43.6	-14.7	108.1	-16.4	-113.6	201.6	-130.2	183	-54.9	-51.2	49.2	58.3	123.3	-28.4	132.6	-39.7	37.3	97.9	68.0	102.8	59.4	180.1	-58.7	45.0	99.9				29.4
JUL	-55.3	92.4	-10.9	21.8	-81.6	-7.4	39.6	-153.7	-94.5	-9.1	-26.6	30.3	-131.8	1.3	-15.6	2.7	-28.8	-92.8	31.8	58.4	43.5	-24.2	0.2	69.9	99.3	-9.1	42.7	40.2	6.2				-18.6
AGO	48.1	-42.1	9.3	42.4	-119.8	60.3	61.0	46.6	-129	-35.1	92.3	38.3	-19.9	52.9	-14.2	-41.6	34.8	83.6	-1.5	14.6	-29.8	-64.5	30.8	30.6	54.6	8.1	42.2	58.6	59.1				4.6
SEP	17.1	18.8	42.8	-36.1	-176.7	52.2	72.1	-139.9	45.3	50.8	38.7	2.6	-15.7	2.3	65.3	41.4	-40.1	15.4	29.9	1.4	-93.7	32.3	-18.3	96.0	-145.8	4.0	50.6	12.5	-80.3				-4.7
OCT	102.9	123.2	37.8	-26.7	60.3	102.3	86.0	34.6	-54.3	136	92.1	90.9	-55	101.9	122.9	94.5	-19.9	139	39.9	91.2	86.5	122.5	58.1	74.9	8.1	50.4	132.1	68.2	60.6				59.1
NOV	120.3	81.6	57.2	56.3	69.5	108.4	92.7	66	96.7	106.8	94.7	108.8	87.9	95.3	133.3	118.1	103.1	61.8	61.5	101.3	106.1	70.4	113.7	111.8	106.1	112.5	132.1	111.1	27.5				95.4
DIC	98.0	125.2	111.8	113.8	94.8	105.4	103.5	37.5	101.6	100.2	101.8	91.4	89.8	89.3	114.8	73.8	111.4	84.1	85.3	118.6	112.3	88.7	100.8	128.0	109.3	105.3	104.8	111.7				98.1	
ANUAL	1875.2	1938.8	2047.9	1765.9	1816.5	1753.7	1932.7	1728.4	1618	1936.7	1812.4	1750.1	1616.2	1692.8	1158.1	1732.6	1670.5	1603.1	1616.1	1796.2	1713.4	1629.6	1425.5	1742.4	2096.7	1836.1	1787.4	1842.4	0	0	0	1031.7	

Anexo 11.Precipitación y evaporación mensual en la estación presa Requena

LATITUD:	19° 57' 50"	EVAPORACION	CONTROLADA POR:	CNA
LONGITUD:	99° 18' 45"	en mm.	ESTACION:	PSA. REQUENA
ALTITUD:	2109 msnm.		ESTADO:	HIDALGO

AÑO	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO	
ENE		130	133.8	120.2	130.4	122.2	120.2	119.1	89	136.4	122.8	101.4	133.8	119.4	124.4	106.3	118.1	120.8	118.4	153.4	104	120.2	105	98.5	98.7	107.3	102.5	113.6					
FEB		144.6	114.4	137.4	126.1	133.8	156.4	125.4	117.4	127.4	152.7	133.7	141.1	117.2	104.7	96	96	140.4	117.9	113.7	95.2	113.2	103.8	95.9	98.3	98.1	94.8	95.9				122.9	
MAR		152.8	152.4	162.8	182.3	171.4	195.4	202	159.8	153.3	188.1	175.3	181.7	126.4	135.1	123.1	156.2	158	135.7	191.7	117.4	132.8	110.1	123.2	111.5	121.8	112.2	128.6				152.2	
ABR		186.8	150.6	156.8	148.8	188.1	199.6	188.8	179.7	123.1	193.2	203.6	156.7	137.7	124.8	162.3	186.5	177.5	138.4	162	115.1	124.8	109.9	116	124.6	123.1	136	135.7				156.3	
MAY		145.8	180.1	184.8	151.6	182	146	178.7	139.8	134.7	221.1	201.1	218.4	153.8	143.6	156.4	208.3	149.8	130.1	189.3	138.6	116.8	115.3	147.4	134.8	122.2	131.7	140.3				157.4	
JUN		162.3	124.3	181.8	142.6	153.8	123.8	131.6	97.3	129.4	199.7	121.8	169.4	137.1	132.2	161.8	158.7	150.4	127	138.1	128.2	123.6	121.2	138.6	123.3	109.2	118.8	136.6				142.2	
JUL		139	124	134.8	157.4	83.4	122.8	125.3	86.4	117.7	145.8	123.1	144.4	128.2	140.1	153.8	139.3	155	132.6	153.2	144.5	124	131.8	135.8	125.7	126.4	140.8	145.5				133.0	
AGO		129.6	93.4	169.2	114.3	94.8	150.8	143.4	105.4	148.4	144.7	153.1	156.6	133.6	148.1	148	148	146.4	130.1	132.3	153.8	114.8	116.5	126.8	128.1	111.3	135	135.1				137.9	
SEP		91.4	86.2	110.6	107.4	63.8	111.3	143.3	98.7	128.8	119.8	110.2	121.7	112.7	139.2	133.7	131.3	128.8	120.2	119.2	121.6	121.6	108.2	127.4	109.4	111.7	121.4	133.3				122.0	
OCT		116.2	132.3	116.8	98.4	96.7	134.3	126.4	94.8	113.6	133.3	123	128.4	131.4	145.7	129	136.5	132.9	134.9	129.6	114.5	123.1	104.8	92.3	105	122.1	114.2	137.4				125.1	
NOV		129.3	103.4	104.1	114.7	113.8	99.1	106.2	71.4	106.3	113.2	102.8	125.2	124.7	136.1	124.3	109.2	128.4	138.9	116.6	106.6	110.6	96.9	103.2	97.6	113	104	103.1				117.9	
DIC		117.3	113.6	90	113.1	107.3	101.3	102.8	70.6	102.4	93.6	103	84.8	129	114.2	127.5	108.3	122.4	136.4	110.1	109.5	101.7	97.7	104.4	100.7	90.4	117.3	100.1				117.3	
ANUAL		1645.06	1508.5	1669.3	1587.1	1511.1	1661	1693	1310.3	1521.5	1828	1652.1	1762.2	1551.2	1588.2	1622.2	1696.4	1710.8	1560.6	1709.2	1449	1427.2	1321.2	1409.5	1357.7	1356.6	1428.66	1505.2	86.2	0	0		1604.4

Precipitacion mensual (mm)

AÑO	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO	
ENE		0	7	1	0	0	1	1.5	88	0	6	16	0	3	1	2	6	74.5	8.5	7.5	19.8	0	0	1.5	0	0	4	18	1	9	15	8.3	
FEB		0	0	0	4	0	1.5	5.5	1	4	0	0	2	9	0	35	3	33	1	0	43	0	0	1	0	0	9.5	5	0	0	1.5	4.6	
MAR		20	0	25	0.5	0	0	14	0	0	0	0	0	24	4.5	11.5	1	11.5	7	4	4	0	20.5	1	0.5	47	7.5	32	7.5	12	1.5	9.8	
ABR		1	75	5	52	24	51.5	12	4	64	0	8	82	28	26	25.1	1	10.5	23.5	38.5	8	8	45	0	3.5	1	23	32.5	5	14.5	9.5	23.1	
MAY		79.5	87	11	65	30.5	45	59	140	15	28	29	10	43.5	39.5	38	38	141.5	32	40.5	82	21.5	75	3	12.5	63	31	0	35.5	64.5	53.5	49.2	
JUN		115	198.5	77	43	92	155.4	28	162	142	79	220	116	98.5	87	36.5	122	130	113	155.5	79.5	81	120.5	133	33	125.5	85	43.5	189.5	162.5	41	98.8	
JUL		93	75	112	105	107	120.5	69	152	78	138	122	135	125.8	66	77.5	193.5	84.5	65	128.5	114.5	45.5	47.5	19	54.8	80.5	94.5	108.5	135	123.5	94	101.8	
AGO		41	85	126.5	65	134.5	124	91	98	30	86	42	62.5	140	120.5	52	100	88	23	94	133.5	84	63.5	98.5	128	93.5	154	47.5	66.5	66.5	124	90.0	
SEP		41	32	57.5	63	169	46.5	49	139	49	84	59	65	29	30.5	115	62	102	122.7	117.5	78	98.5	47.5	190.2	33.5	48	57.5	126	137.5	59.5	36.5	79.2	
OCT		16.5	9	49	76	29	20	46	63	95	38	21	33	0	10	31.5	43	74	22	37.5	22	72	56.5	50	80	31	103	27.5	41	27	114.5	41.3	
NOV		0	11	30	15	13	17	20	53	7	2	7	1	4.5	0	1	48.5	64	28	4	21.5	0	4.5	4	1	34	3	41.5	0	0	16	12.8	
DIC		0	0	0	0	10.5	8.5	14	26	0	6	5	6	0	20	1	5	4	0	13.5	20	7	0	0	4	2.5		1	0	3.5	1.5	5.9	
ANUAL		407	579.5	494	488.5	609.5	590.9	409	926	484	467	529	512.5	505.3	405	426.1	623	817.5	445.7	641	625.8	417.5	480.5	501.2	350.8	526	572	483	618.5	542.5	508.5		524.7

Evaporacion mensual neta (mm)

AÑO	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE		130	126.8	119.2	130.4	122.2	119.2	117.6	1	136.4	116.8	85.4	133.8	116.4	123.4	104.3	112.1	46.3	109.9	145.9	84.2	120.2	105	97	98.7	107.3	98.5	95.6				112.7
FEB		144.6	114.4	137.4	122.1	133.8	154.9	119.9	116.4	123.4	152.7	133.7	139.1	108.2	104.7	61	93	107.4	116.9	113.7	52.2	113.2	103.8	94.9	98.3	98.1	85.3	90.9				118.0
MAR		132.8	152.4	137.8	181.8	171.4	195.4	188	159.8	153.3	188.1	175.3	181.7	102.4	130.6	111.6	155.2	146.5	128.7	187.7	113.4	132.8	89.6	122.2	111	74.8	104.7	96.6				142.2
ABR		185.8	75.6	151.8	96.8	164.1	148.1	176.8	175.7	59.1	193.2	195.6	74.7	109.7	98.8	137.2	185.5	167	114.9	123.5	107.1	116.8	64.9	116	121.1	122.1	113	103.2				132.5
MAY		66.3	93.1	173.8	86.6	151.5	101	119.7	-0.2	119.7	193.1	172.1	208.4	110.3	104.1	118.4	170.3	8.3	98.1	148.8	56.6	95.3	40.3	144.4	122.3	59.2	100.7	140.3				108.4
JUN		47.3	-74.2	104.8	99.6	61.8	-31.6	103.6	-64.7	-12.6	120.7	-98.2	53.4	38.6	45.2	125.3	36.7	20.4	14	-17.4	48.7	42.6	0.7	5.6	90.3	-16.3	33.8	93.1				45.2
JUL		46	49	22.8	52.4	-23.6	2.3	56.3	-65.6	39.7	7.8	1.1	9.4	2.4	74.1	76.3	-54.2	70.5	67.6	24.7	30	78.5	84.3	116.8	70.9	45.9	46.3	37				32.0
AGO		88.6	8.4	42.7	49.3	-39.7	26.8	52.4	7.4	118.4	58.7	111.1	94.1	-6.4	27.6	96	48	58.4	107.1	38.3	20.3	30.8	53	28.3	0.1	17.8	-19	87.6				47.7
SEP		50.4	54.2	53.1	44.4	-105.2	64.8	94.3	-40.3	79.8	35.8	51.2	56.7	83.7	108.7	18.7	69.3	26.8	-2.5	1.7	43.6	23.1	60.7	-62.8	75.9	63.7	63.9	7.3				42.7
OCT		99.7	123.3	67.8	22.4	67.7	114.3	80.4	31.8	18.6	95.3	102	95.4	131.4	135.7	97.5	93.5	58.9	112.9	92.1	92.5	51.1	48.3	42.3	25	91.1	11.2	109.9				84.9
NOV		129.3	92.4	74.1	99.7	100.8	82.1	86.2	18.4	99.3	111.2	95.8	124.2	120.2	136.1	123.3	60.7	64.4	110.9	112.6	85.1	110.6	92.4	99.2	96.6	79	101	61.6				104.6
DIC		117.264	113.6	90	113.1	96.8	92.8	88.8	44.6	102.4	87.6	96	78.8	129	94.2	126.5	103.3	118.4	136.4	96.6	89.5	94.7	97.7	104.4	96.7	87.9	117.264	99.1				111.3
ANUAL		1238.06	929	1175.3	1098.6	901.6	1070.1	1284	384.3	1037.5	1361	1123.1	1249.7	1045.9	1183.2	1196.1	1073.4	893.3	1114.9	1068.2	823.2	1009.7	840.7	908.3	1006.9	830.6	856.664	1022.2	0	0	0	1082.2

Anexo 12.Precipitación y evaporación mensual en la estación presa Endhó

LATITUD: 20° 09' 36" EVAPORACION CONTROLADA POR: CNA
LONGITUD: 99° 21' 51" en mm. ESTACION: PSA ENDHO
ALTITUD: 2040 msnm ESTADO: JUDALGO

AÑO	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE		121.4	112	133.8	121.8	99.3	107.3	122.8	131.4	148.8	111.1	98.6	153.2	104.8	117.7	123.3	126.8	134.6	134.1	110.6	119.6	123.8	97.6	152.1	130.1	105.2	135	111.8	156.5	130.7	131.8	127.5	130.5	102.3			123.3
FEB		154.2	151.4	154.4	137.1	146	123.6	121	148.6	152.4	151.2	128.1	144.2	176.6	113.6	151.8	176.4	133.4	181.4	138.6	120.1	120.2	120.9	158.9	149.3	115.8	128.8	124.3	212.4	129.4	157.8	128.2	129			143.1	
MAR		192.8	194.7	248.8	201.1	204.1	184.3	209.8	207.4	216	216.3	221.7	215.4	217.3	239.8	221.6	195.8	204.3	193.7	192.7	151.8	191.8	172.7	171.3	214.5	145.7	224.5	146.6	255.1	208.1	205.7	222.8	207.9			203.0	
ABR		225	235.1	225	195.8	228.4	163	178	229.4	93.6	217.3	191.3	231.4	269.6	267.2	174.7	209.4	145.1	218.8	204.8	184.4	228.9	155.4	159.8	172.2	138.4	236	146.8	244.8	212.9	204.2	201.6	190.6			199.3	
MAY		230.6	194.2	216.8	230.4	177.2	176.3	183.4	149.6	216.7	294.4	195.7	174.8	237.4	199.4	214	195.6	131	235.4	229.3	161.8	199.5	147.7	138.3	92.8	151.1	239	146.7	256.8	215.5	180	166.2	191.3			192.8	
JUN		172.4	163.7	186.1	173.7	161.8	189.6	173.8	170.3	200.8	211.6	176.7	224	233.2	180.8	139.8	160.6	159.7	180.4	181.8	165.2	148.5	159.9	141.2	65.4	135	161.6	185.6	206.4	194.6	145.2	141	114.8			168.9	
JUL		171	164.8	168.4	166.1	153	129.6	185.8	192.1	188.4	222.3	169.7	207.1	178.7	150.8	151.6	191.1	195.7	171.4	178	146.6	139.9	169.7	130.6	162.9	133.6	190.2	162.7	196.5	143.2	171.4	134.8	130.6			167.1	
AGO		151.4	185.8	158.8	176.4	152.3	136.7	176.6	171.1	161	170.8	177.1	204.2	182.8	176.4	181.7	179.6	196.7	170.1	160.3	156.4	184.6	148.9	169.4	142.2	140.7	149.8	142.9	157.9	139.7	151.3	157.7	136.4			164.0	
SEP		136.6	171.6	148.3	144.4	134.3	160.6	165.6	148.6	142.4	144	147	190.8	149.4	105.2	173.7	169.1	180.4	138.1	137.4	135.4	137.8	133.2	121.4	142.8	124.1	116.6	129.6	112.9	115.9	146.1	132.9	118.8			142.3	
OCT		126.2	145.4	126.4	117.2	122	111.3	151.8	118.4	165.6	140.6	140.8	138.6	140.3	148.8	157.2	140.1	172.2	142.7	152.3	139	116.1	106.8	170.9	142.7	124.1	113.4	119.7	126.3	115.9	133.2	113.6	128.5			134.6	
NOV		108.7	105.1	107.4	106.1	110.8	83.7	105.8	109.8	118.3	110.8	119.7	123	116.7	134.4	131.8	97.8	127.4	132.6	126.5	116.6	132.8	103.8	152.2	133	109.5	108.6	114.5	109.3	107.9	133.5	111.7	82.4			115.4	
DIC	112.7	97.1	103.1	104.4	101.4	100.7	86.1	94.8	114.2	85.2	109.4	112.4	121.2	116.7	107.4	110	53.4	120.7	109.4	114	138.7	115.8	137.7	148.4	137.7	114.2	111.7	142.9	100.5	120	109	100.9	103.8			110.7	
ANUAL	112.7	1887.4	1926.9	1978.6	1871.5	1789.9	1652.1	1869.2	1890.9	1889.2	2099.8	1878.8	2127.9	2123.5	1941.5	1931.2	1895.7	1901.2	2008.1	1926.3	1735.6	1839.7	1654.3	1814.5	1685.6	1537.4	1915.2	1674.1	2135.4	1833.8	1869.2	1738.9	1664.6	102.3	0	0	1864.8

Precipitacion mensual (mm)

AÑO	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE		0	0	5	0	18	5.5	2.5	5.5	0.5	25	32.5	0	20.1	8.9	8	0	0	8	5.5	1	0.0001	46	15	0	9.5	0	4	2	0	0.0001	1	26	2.5	5	0	7.3
FEB		0	3	0	9	0	35	5.5	12.6	1.5	8.7	16.3	13	4.8	11.7	3.5	3	1	8.1	2.5	50	0.0001	32	0	0	33.8	0	0	1	0	0	8	3.5	0	0	0	6.7
MAR		37	30	0	31	0	14	2.5	28.2	2.4	15.4	6.1	35.4	2.4	1	17.5	0	0.0001	23.7	0.0001	4	0	9	3	0	3.5	0	83	0	0	1	0	5.5	0	20	0.0001	10.7
ABR		21	11	52.5	10	11	46	34.5	5.8	24.6	44.6	127.8	11.3	0	0	92.4	92.3	25.7	11	31.6	23	0.0001	4	5	28	9.5	0.0001	58.5	0	13	13.5	51	38.5	7	28	0.0001	26.6
MAY		100.5	55	26.5	84	177	75.2	67.5	17.2	46.5	106.3	59.6	64.7	46.8	46.7	123.4	19.2	45.2	68.5	34.3	39	15.5	84	34	27	30	13	105.3	0	4	55	29.5	6	25	92.8	7	52.3
JUN		168	74	136	52	163.5	22.5	61	46.9	56.7	48.6	176	43.2	101	78.9	113.4	118.4	1.9	70.2	108	50.7	139.4	33.5	43	91	49	39.9	30	45	12	53	63.5	46	53.5	245.6	3	72.8
JUL		37	113	186	124.5	127.5	208	43.2	110.3	191	73.8	101.1	37.1	63.4	105.3	72.3	219	58	62.3	51.7	72	149.1	52	63.3	116	72	26.6	16	18	102.5	48.5	39	82	78.1	83.5	85.8	88.3
AGO		93	51	171	68.5	106	76	69.6	44.9	64.8	145	85.3	66.7	68.6	18.4	21.6	43.6	99	154.3	92.3	52	4	46.5	7	157	127.5	57.5	1	17	84	103	77	11.5	96.2	129.6	113.2	72.4
SEP		117	114.5	84.5	172.5	87	155	24.7	133.7	76.7	36	5.8	41.2	113.4	94.7	43.9	28.8	73	59	39.7	126	34.5	64.5	73	89.5	75	77	15.5	187	51.5	52.5	64	135.5	159.1	95	22.5	80.7
OCT		79	35.5	61.5	17	6	63	33.8	33.3	3.3		72	83.5	32.7	4.5	2	16.8	0	0	10.3	51	37.5	53	18	83.5	12.5	27.5	59	36.5	59	5	37.5	69	85.1	45	72.5	38.4
NOV		20.5	20	155	6	0	2.5	5.2	7.7	16.4	20.2	0.0001	1.2	14.7	1.2	4.2	62.6	23	1	1	20	26.5	30.5	32	2	24.5	0	4.5	47	2	16.5	2	40.5	0.0001	4	3	17.6
DIC		7	12.5	3.5	0.0001	0	11	2.3	0.4	41	0	1.6	12.2	1	8.5	0.0001	1	0	0	19	0.0001	18	0.0001	0	0.0001	19	8.5	5.5	0	0	3	0	1	0	0	5.2	
ANUAL	112.7	680	519.5	881.5	574.5	696	682.2	352.3	446.5	525.4	523.6	684.1	409.5	378	379.8	502.2	604.7	237.7	466.1	395.9	488.7	424.5	455	293.3	594	465.8	250	382.3	353.5	328	351	372.5	465	506.5	748.5	307	479.1

Evaporacion mensual neta (mm)

AÑO	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE		121.4	112	128.8	121.8	81.3	101.8	120.3	125.9	148.3	86.1	66.1	153.2	84.7	108.8	115.3	126.8	134.6	126.1	105.1	118.6	123.8	51.6	137.1	130.1	95.7	135	107.8	154.5	130.7	131.8	126.5	104.5	102.3			115.7
FEB		154.2	148.4	154.4	128.1	146	120.1	115.5	136	150.9	142.5	111.8	131.2	171.8	101.9	148.3	173.4	132.4	173.3	136.1	70.1	120.2	88.9	158.9	149.3	82	128.8	124.3	211.4	129.4	157.8	120.2	125.5			135.7	
MAR		155.8	164.7	248.8	170.1	204.1	170.3	207.3	179.2	213.6	200.9	215.6	180	214.9	238.8	204.1	195.8	204.3	170	192.7	147.8	191.8	163.7	168.3	214.5	142.2	224.5	63.6	255.1	208.1	204.7	222.8	202.4			191.9	
ABR		204	224.1	172.5	185.8	217.4	117	143.5	223.6	69	172.7	63.5	220.1	269.6	267.2	82.3	117.1	119.4	207.8	173.2	161.4	228.9	151.4	154.8	144.2	128.9	236	88.3	244.8	199.9	190.7	150.6	152.1			171.3	
MAY		130.1	139.2	190.3	146.4	0.2	101.1	115.9	132.4	170.2	188.1	136.1	110.1	190.6	152.7	90.6	176.4	85.8	166.9	195	122.8	184	63.7	104.3	65.8	121.1	226	41.4	256.8	211.5	125	136.7	185.3			139.5	
JUN		4.4	89.7	50.1	121.7	-1.7	167.1	112.8	123.4	144.1	163	0.7	180.8	223.1	101.9	26.4	42.2	157.8	110.2	73.8	114.5	9.1	126.4	98.2	-25.6	86	121.7	155.6	161.4	182.6	92.2	77.5	68.8			96.7	
JUL		134	51.8	-17.6	41.6	25.5	-78.4	142.6	81.8	-2.6	148.5	68.6	170	115.3	45.5	79.3	-27.9	137.7	109.1	126.3	74.6	-9.2	117.7	67.3	46.9	61.6	163.6	146.7	178.5	40.7	122.9	95.8	48.6			78.3	
AGO		58.4	134.8	-12.2	107.9	46.3	60.7	107	126.2	96.2	25.8	91.8	137.5	114.2	158	160.1	136	186.8	15.8	68	104.4	180.6	102.4	162.4	-14.8	132	92.3	141.9	140.9	55.7	48.3	80.7	124.9			95.4	
SEP		19.6	57.1	63.8	-28.1	47.3	5.6	140.9	14.9	65.7	108	141.2	149.6	36	105	129.8	140.3	107.4	79.1	97.7	9.4	103.3	68.7	48.4	53.3	-49.1	39.6	114.1	-74.1	64.4	93.6	68.9	-16.7			62.8	
OCT		47.2	109.9	64.9	100.2	116	48.3	118	85.1	162.3	140.6	68.8	55.1	107.6	144.3	155.2	123.3	172.2	142.2	142	88	78.6	53.8	152.9	59.2	111.6	85.9	60.7	89.8	56.9	128.2	76.1	59.5			100.2	
NOV		88.2	85.1	-47.6	100.1	110.8	81.2	100.6	102.1	101.9	90.6	119.7	121.8	102	133.2	127.6	35.2	104.4	131.6	125.5	96.6	106.3	73.3	120.2	131	85	108.6	110	62.3	105.9	117	109.7	41.9			95.3	
DIC		90.1	90.6	100.9	101.4	100.7	75.1	92.5	113.8	44.2	100.4	110.8	109	115.7	96.9	110	52.4	120.7	109.4	95	136.7	77.8	137.7	148.4	137.7	95.2	103.2	137.4	100.5	120	106	100.9	102.8			105.2	
ANUAL		1207.4	1407.4	1097.1	1287	1009.3	969.9	1516.9	1444.4	1363.8	1576.2	1194.7	1718.4	1745.5	1561.7	1429	1281	1663.5	1542	1530.4	1246.9	1415.2	1199.3	1521.2	1091.6	1071.6	1665.2	1291.8	1781.9	1505.8	1518.2	1366.4	1199.6	102.3	0	0	1391.0

Anexo 13.Precipitación y evaporación mensual en la estación cercana a la presa J. Rojo Gómez

LATITUD: 20° 26' 10"
LONGITUD: 99° 22' 35"
ALTITUD: 1900 msnm.

EVAPORACION
en mm.

CONTROLADA POR: CNA
ESTACION: PSA_GOLONDRINAS
ESTADO: HIDALGO

AÑO	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE				102.8	131.4	142.1	123	130.7	86.2	106.8	113.8	98.3	120.4	121.8	177.8	115.1	140.2	83.9	114.9	127.4	123.6	145.9	138.5	145.2	130	134.7	130.9	122.5	101			125.1
FEB				147.4	146.8	163.6	162.2	153.4	140.4	139.4	185.4	124	150	153.6	132.8	123	133.1	122.6	115	154.2	134.7	170.1	124.2	145.6	142.6	159.3	123.1	123.7	148.8			145.6
MAR				216.8	233	214.2	196.6	245.6	234.3	192.1	198.4	189.8	190.6	184.6	219.4	169.7	272.9	183.4	195.8	215.5	201.3	207.9	155.2	207.4	216.3	207.8	189.3	202.3	221.9			207.4
ABR				210	200.4	245	229.4	227.6	246.2	161.4	209.4	229.8	172.3	308.6	218.2	263.6	263.6	148.2	211.8	161.6	213.9	217.6	162.1	218.8	234.8	247.9	218.5	217.8				218.8
MAY				269.8	221.4	242.4	193.2	242	187.4	200.3	215.4	235.7	215.6	237.7	236.8	207.7	267.1	153.4	193.6	204.6	225.9	206.9	174.9	220.6	232.3	246.6	209.8	242				220.6
JUN				219	199.7	206.7	162.4	199.7	162.8	154.4	228.4	152.6	213.8	198.6	200.4	169.1	194	195.6	158.7	150.4	181.7	158.5	155.2	189.1	206.8	197.8	203.2	194				189.1
JUL				184.2	188	146.4	176	212	154.4	176.4	181.3	166.8	209.8	193.4	205.7	181.4	168.9	172.4	184.6	192.5	170.2	165.9	172.7	182.8	195.4	214.6	204	169.3				182.8
AGO				179.3	197.2	167.4	181.8	184	175.3	174	174.8	190.8	201	189.4	168.3	180.5	235.6	160.1	195.1	158.4	151.7	154.6	177	183.4	186.6	183.7	193.5	191.9				183.4
SEP				137.8	151.1	103.3	144.2	168.8	135.6	162.2	139.3	160	147.4	161.2	140	122.2	153.9	160.8	145.3	147.2	157.4	140	150.4	153.1	156.4	178.6	152.8	132				153.1
OCT				127.7	129.8	118.4	145.7	135	120.4	130.7	145.8	140.3	155.8	158.8	147.1	113.4	125.9	119.1	154.8	134.1	146.1	119.7	141.3	100.9	134.33	149.4	137.7	146.2				140.7
NOV				109.7	119.2	120.7	113.6	133.4	96.4	107.8	119.2	93.4	135.4	136.8	138.1	139.1	109.5	97.2	121.6	135.7	126.7	122.1	110.6	101.1	120.9	132.5	118.8	111.3				123.8
DIC				106.4	112.4	109.2	111.4	109.6	72.8	113.1	97.6	100.7	105.2	121.4	102.1	117.2	87.7	132.6	117.7	125.7	146	115.5	118	111.4	116.7	121.8	122.5	116.6				116.6
ANUAL				2010.9	2030.4	1979.4	1939.5	2141.8	1812.2	1818.6	2008.8	1882.2	2017.3	2165.9	2086.7	1902	2152.4	1729.3	1908.9	1907.3	1979.2	1924.7	1780.1	1959.3	2073.13	2174.7	2004.1	1969.6	471.7	0	0	2006.9

Precipitation mensual (mm)

AÑO	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE			12.1	0	0	0	3	0	60.1	10	15.5	23.4	0	14.5	0	4	2	64.5	0	0	6	0	0	3.8	0	0	1.5	25	10	6	13	10.8
FEB			2	0	0	0	0	0.4	4	2.3	0	0	0	9	39.5	49	10.5	29	4	0	0.0001	0	0	0.0	0	0	27.5	1	0	0	0	5.9
MAR			0	0	0	3	0	0	0	0.3	0	0.5	0	15	0	6	0	0.6	4	7.5	9.3	0	34	0.0	0.0001	8.5	1	0.0001	0	34.3	3	8.6
ABR			38.5	11.3	51	17	36	17.4	30.3	66.7	12.1	7	42	36.5	19	21.8	1.5	42	25	33.5	10	1	51.3	16.8	10.5	11	12	26.5	5	7	4	22.5
MAY			97.7	31.2	67	40	31.3	45	146	31	36	17.5	9.5	51.5	35.5	55.6	39.5	61.5	0	60.3	22.3	0	135	36.4	0	30	34.2	36.5	18	79	14.5	46.0
JUN			91.3	123	27	43	108.9	69.7	76	170.5	57.7	149.5	83	53.6	48.5	94	95.2	48	58	97.8	27	88.2	48	42.5	22	74.5	63.8	53.5	54.5	179.5	24	72.5
JUL			3	23	39	145	50	17.6	161.9	62	54.5	73.5	3	55.1	52	141	188.1	43.6	25.2	57	55	34	24.5	13.0	118.5	14.3	89.2	88	84	111.5	197.4	71.5
AGO			33.3	81	59	107	156.3	34.1	33.3	53.3	108.5	28.5	55	80.5	116	85	62.2	35	32	150.7	105.8	54.4	36.5	110.0	39	38	68.9	28	44.5	107	106.3	67.8
SEP			186.7	82.5	118	308.5	55.3	102.8	103	116	35.5	102	79	56.5	45	44	69.8	20.8	171.5	56.8	97.2	157.8	53	259.5	35.3	88.5	44.1	162.3	124	19	42.5	76.6
OCT			0	52.5	108	60.5	5.5	26	99.7	184.4	45.5	9	18.5	0	4	25.5	128.8	40	21.7	100.5	44.8	44	80	92.6	31	7.2	99	100.5	115	30	75	45.1
NOV			31.5	13	5	4	8.5	1.5	74.2	4.5	2	22.5	6	0	0	6	2	12	17	0	21.8	1	12.8	0	0	24.7	0.0001	29.8	0.0001	11.5	0.0001	9.7
DIC			0	8.5	0	0	2.2	6.8	13.4	2.3	6.5	19	8.5	9.6	23	0	17	0	0	1.5	19.1	0	0	0	0	0.7	0	0	0	0	5.6	
ANUAL			426	474	728	457	321.3	801.9	703.3	373.8	452.4	304.5	381.8	382.5	531.9	616.6	397	358.4	565.6	418.3	380.4	475.1	574.6	256.3	297.4	441.2	551.1	455	584.8	479.7	442.4	

Evaporacion Mensual neta (mm)

AÑO	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE				102.8	131.4	142.1	120	130.7	26.1	96.8	98.3	74.9	120.4	107.3	177.8	111.1	138.2	19.4	114.9	127.4	117.6	145.9	138.5	141.4	130	134.7	129.4	97.5				114.7
FEB				147.4	146.8	163.6	162.2	153	136.4	137.1	185.4	124	150	144.6	93.3	74	122.6	93.6	111	154.2	134.7	170.1	124.2	145.564	142.6	159.3	95.6	122.7				139.3
MAR				216.8	233	211.2	196.6	245.6	234.3	191.8	198.4	189.3	190.6	169.6	219.4	163.7	272.9	182.8	191.8	208	192	207.9	121.2	207.366	216.3	199.3	188.3	202.3				196.7
ABR				198.7	149.4	228	193.4	210.2	215.9	94.7	197.3	222.8	130.3	272.1	199.2	241.8	262.1	106.2	186.8	128.1	203.9	216.6	110.8	201.957	224.3	236.9	206.5	191.3				195.3
MAY				238.6	154.4	202.4	161.9	197	41.4	169.3	179.4	218.2	206.1	186.2	201.3	152.1	227.6	91.9	193.6	144.3	203.6	206.9	39.9	184.2	232.3	216.6	175.6	205.5				174.1
JUN				96	172.7	163.7	53.5	130	86.8	-16.1	170.7	3.1	130.8	145	151.9	75.1	98.8	147.6	100.7	52.6	154.7	70.3	107.2	146.578	184.8	123.3	139.4	140.5				117.4
JUL				161.2	149	1.4	126	194.4	-7.5	114.4	126.8	93.3	206.8	138.3	153.7	40.4	-19.2	128.8	159.4	135.5	115.2	131.9	148.2	169.824	76.9	200.3	114.8	81.3				114.9
AGO				98.3	138.2	60.4	25.5	149.9	142	120.7	66.3	162.3	146	108.9	52.3	95.5	173.4	125.1	163.1	7.7	45.9	100.2	140.5	73.3673	147.6	145.7	124.6	163.9				116.6
SEP				55.3	33.1	-205.2	88.9	66	32.6	46.2	103.8	58	68.4	104.7	95	78.2	84.1	140	-26.2	90.4	60.2	-17.8	97.4	-106.353	121.1	90.1	108.7	-30.3				75.7
OCT				75.2	21.8	57.9	140.2	109	20.7	-53.7	100.3	131.3	137.3	158.8	143.1	87.9	-2.9	79.1	133.1	33.6	101.3	75.7	61.3	8.3	103.33	142.2	38.7	45.7				97.3
NOV				96.7	114.2	116.7	105.1	131.9	22.2	103.3	117.2	70.9	129.4	136.8	138.1	133.1	107.5	85.2	104.6	135.7	104.9	121.1	97.8	101.1	120.9	107.8	118.8	81.5				113.8
DIC				97.9	112.4	109.2	109.2	102.8	59.4	110.8	91.1	81.7	96.7	111.8	79.1	117.2	70.7	132.6	117.7	124.2	126.9	115.5	118	111.4	116.7	121.1	122.5	116.6				110.7
ANUAL				1584.9	1556.4	1251.4	1482.5	1820.5	1010.3	1115.3	1635	1429.8	1712.8	1784.1	1704.2	1370.1	1535.8	1332.3	1550.5	1341.7	1560.9	1544.3	1305	1384.7	1816.83	1877.3	1562.9	1418.5	0	0	0	1568.4

Anexo 14. Precipitación y evaporación mensual en la estación presa Vicente Aguirre

LATITUD: 20° 24' 09"
 LONGITUD: 99° 20' 45"
 ALTITUD: 1875 msnm.

EVAPORACION
 en mm.

CONTROLADA POR: CNA
 ESTACION: ALFAJAYUCAN
 ESTADO: HIDALGO

AÑO	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE	85.5	67.9	85.5	85.5	117.5	108.8	111.1	85.5	85.5	85.5	78.2	83.0	45.3	58.6	98.6	88.7	92.9	165.6	161.8	173.1	142.9	103.6	156.2	112.5			103.3
FEB	98.7	75.8	98.7	98.7	132.2	102.3	133.9	98.7	98.7	98.7	81.2	87.8	65.7	89.5	119.8	98.3	151.0	188.0	166.0	161.1	175.1	111.9	93.9	157.4			116.0
MAR	158.0	134.9	158.0	160.6	206.6	149.1	169.9	158.0	158.0	174.3	131.4	181.5	116.8	163.1	150.2	133.1	190.8	198.4	296.4	240.5	206.9	210.1	153.8	201.9			175.1
ABR	168.0	140.8	168.0	217.6	257.3	159.5	180.2	168.0	168.0	187.7	140.4	182.5	123.4	146.6	111.7	135.9	195.9	161.9	290.1	233.7	237.2	171.6	213.7				180.9
MAY	157.4	197.6	157.4	164.1	157.4	151.5	165.4	157.4	157.4	203.4	131.0	182.9	109.5	132.3	136.2	123.0	126.2	229.7	310.4	273.8	238.8	184.2	227.5				177.2
JUN	78.0	144.3	145.0	116.6	200.8	172.9	173.6	145.0	145.0	167.8	145.0	148.9	137.4	145.0	109.2	146.1	123.6	232.3	237.8	210.3	213.1	172.4	150.3				159.1
JUL	182.8	126.8	197.7	104.5	129.3	150.1	165.2	137.8	137.8	152.4	134.0	99.0	98.9	134.9	115.8	115.7	134.9	190.9	215.1	161.1	214.0	203.4	178.7				151.3
AGO	122.4	141.7	205.5	130.6	165.4	181.7	175.6	141.7	141.7	104.4	112.4	131.5	94.1	134.6	90.0	107.6	118.6	220.2	184.6	204.3	181.1	167.5	204.2				150.5
SEP	124.9	105.8	105.8	95.3	90.9	173.2	143.3	105.8	105.8	100.3	60.9	79.3	69.3	121.0	67.8	108.2	136.3	164.2	115.5	169.1	147.8	128.4	138.6				115.5
OCT	111.2	106.8	106.8	112.2	125.2	147.8	151.0	106.8	106.8	100.2	77.6	56.3	71.6	87.8	119.6	125.6	89.6	161.2	114.2	125.0	146.3	123.6	153.4				114.2
NOV	65.8	83.4	83.4	114.8	123.8	121.1	83.4	83.4	83.4	77.2	70.6	51.5	49.2	77.0	104.9	98.3	116.8	137.1	98.3	134.5	155.0	133.3	115.2				98.3
DIC	104.0	90.5	90.5	102.1	130.5	111.9	90.5	90.5	90.5	66.6	81.1	44.9	77.1	96.6	76.0	97.0	131.4	137.1	99.0	132.5	107.1	112.3	117.9				99.0
ANUAL	1456.7	1416.3	1602.3	1502.6	1836.9	1729.9	1743.1	1478.6	1478.6	1518.5	1243.8	1329.1	1058.3	1387	1299.8	1377.5	1608	2186.6	2289.3	2219	2165.3	1822.3	1903.4	471.8	0	0	1640.4

Precipitación mensual (mm)

AÑO	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE	7.8	51.6	13.3	13.3	0.0	9.0	1.6	17.8	17.8	15.8	5.0	0.0	69.5	17.0	0.0	8.5	3.5	0.0	3.5	0.0	0.0	0.0	28.0	5.0	0	0	11.1
FEB	9.0	13.0	6.0	6.0	7.0	0.0	4.0	9.0	9.0	9.0	34.0	5.5	23.6	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	2.0	0.0	0	0	5.4
MAR	4.7	6.0	6.8	11.0	12.0	5.0	0.0	4.7	4.7	1.5	5.0	0.0	3.5	0.0	6.0	6.0	0.0	37.9	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	26	0	5.5
ABR	23.4	28.2	27.0	2.5	0.0	64.0	40.5	23.4	23.4	29.0	10.0	3.0	28.0	15.0	34.0	8.0	0.0	33.0	0.0	0.0	0.0001	2.0	12.0	6.0	0.0001	9	16.2
MAY	36.5	0.0	36.6	49.7	36.6	76.0	21.0	36.5	36.5	21.0	51.6	14.5	66.5	27.0	38.0	7.5	4.5	143.0	0.0	9.5	0.0001	31.0	20.0	20.0	60	33	33.7
JUN	26.8	57.8	78.3	28.5	63.6	89.0	153.0	71.8	71.8	83.5	65.6	75.4	4.0	66.6	147.5	54.5	36.5	18.5	14.0	33.0	70.0	36.0	46.5	37.0	197	7	62.8
JUL	62.3	18.0	48.0	45.0	49.6	92.5	80.0	71.7	71.7	36.5	108.5	235.5	18.0	39.0	99.5	58.5	49.0	97.5	10.0	96.5	8.0	102.0	18.0	26.0	85.5	170.5	69.1
AGO	148.9	32.4	26.5	51.0	26.0	44.5	14.0	60.2	60.2	129.0	148.5	45.5	36.0	20.0	78.0	77.5	67.0	33.9	53.0	49.0	72.0	21.5	23.0	55.0	58	67.5	57.6
SEP	51.0	53.0	53.0	60.9	115.0	7.4	29.0	58.8	58.8	21.0	101.0	58.5	35.0	121.0	33.0	50.5	184.5	20.0	179.5	47.0	67.0	6.0	87.0	138.0	26	67	66.5
OCT	14.3	12.0	12.0	3.5	8.5	1.0	35.0	21.0	21.0	0.0	66.1	53.5	46.5	0.0	136.7	34.0	28.0	68.0	96.0	44.0	2.5	87.0	27.0	68.0	16	54	36.8
NOV	0.0	7.9	7.9	13.7	0.0	10.0	7.9	23.9	23.9	0.0	1.5	0.0	235.0	3.0	0.0	80.0	0.0	7.0	0.0	0.0001	39.0	6.0	16.0	INAP.	24	0	20.3
DIC	0.0	1.0	1.0	0.0	3.0	0.0	1.0	3.5	3.5	15.0	0.0	21.0	0.0	0.0	0.0	21.0	0.0	0.0	0.0	0.0001	3.0	3.5	0.0	0.0	2	0	3.0
ANUAL	384.7	280.9	316.4	285.1	321.3	398.4	387	402.3	402.3	361.3	596.8	512.4	565.6	307.6	572.7	409	373	458.8	356	279	261.5	297.5	279.5	355	494.5	408	388.0

Evaporación mensual neta (mm)

AÑO	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE	77.7	16.3	72.2	72.2	117.5	99.8	109.5	67.7	67.7	69.7	73.2	83.0	-24.2	41.6	98.6	80.2	89.4	165.6	158.3	173.1	142.9	103.6	128.2				90.6
FEB	89.7	62.8	92.7	92.7	125.2	102.3	129.9	89.7	89.7	89.7	47.2	82.3	42.1	89.5	119.8	95.3	151.0	188.0	166.0	161.1	175.1	110.4	91.9				108.0
MAR	153.3	128.9	151.2	149.6	194.6	144.1	169.9	153.3	153.3	172.8	126.4	181.5	113.3	163.1	144.2	127.1	190.8	160.5	296.4	240.5	206.9	209.1	153.8				168.9
ABR	144.6	112.6	141.0	215.1	257.3	95.5	139.7	144.6	144.6	158.7	130.4	179.5	95.4	131.6	77.7	127.9	195.9	128.9	290.1	233.7	237.2	169.6	201.7				163.2
MAY	120.9	197.6	120.8	114.4	120.8	75.5	144.4	120.9	120.9	182.4	79.4	168.4	43.0	105.3	98.2	115.5	121.7	96.7	310.4	264.3	238.8	153.2	207.5				144.0
JUN	51.2	86.5	66.7	88.1	137.2	83.9	20.6	73.2	73.2	84.3	79.4	73.5	133.4	79.4	-38.3	91.6	87.1	213.8	223.8	177.3	143.1	136.4	103.8				98.7
JUL	120.5	108.8	149.7	59.5	79.7	57.6	85.2	66.1	66.1	115.9	25.5	-136.5	80.9	95.9	16.3	57.2	85.9	93.4	205.1	64.6	206.0	101.4	160.7				85.5
AGO	-26.5	109.3	179.0	79.6	139.4	137.2	161.6	81.5	81.5	-24.6	-36.1	86.0	58.1	114.6	12.0	30.1	51.6	186.3	131.6	155.3	109.1	146.0	181.2				93.2
SEP	73.9	52.8	52.8	34.4	-24.1	165.8	114.3	47.0	47.0	79.3	-40.1	20.8	34.3	0.0	34.8	57.7	-48.2	144.2	-64.0	122.1	80.8	122.4	51.6				50.4
OCT	96.9	94.8	94.8	108.7	116.7	146.8	116.0	85.8	85.8	100.2	11.5	2.8	25.1	87.8	-17.1	91.6	61.6	93.2	18.2	81.0	143.8	36.6	126.4				78.7
NOV	65.8	75.5	75.5	101.1	123.8	111.1	75.5	59.5	59.5	77.2	69.1	51.5	-185.8	74.0	104.9	18.3	116.8	130.1	98.3	134.5	116.0	127.3	99.2				77.3
DIC	104.0	89.5	89.5	102.1	127.5	111.9	89.5	87.0	87.0	51.6	81.1	23.9	77.1	96.6	76.0	76.0	131.4	137.1	99.0	132.5	104.1	108.8	117.9				95.7
ANUAL	1072	1135.4	1285.9	1217.5	1515.6	1331.5	1356.1	1076.3	1076.3	1157.2	647	816.7	492.7	1079.4	727.1	968.5	1235	1727.8	1933.3	1940	1903.8	1524.8	1623.9	0	0	0	1254.1

Anexo 15.Precipitación y evaporación mensual en la estación Mezquital cercana a la presa Debodhe

LATITUD: <u>20° 26' 40"</u>	EVAPORACION	CONTROLADA POR: <u>CNA</u>
LONGITUD: <u>99° 10' 00"</u>	en mm.	ESTACION: <u>EL MEZQUITAL KM.150</u>
ALTITUD: <u>1760 msnm.</u>		ESTADO: <u>HIDALGO</u>

AÑO	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE						120.8	103.4	115.1	87.8	109.1	124.4	120.4	112.2	134.3	111.1	114	109.8	110.9	88.3	122.8	115.6	109.4	104.1	145.7	145.7	132.1	134.7	126.8	135.3	119.1			119.9
FEB						169.7	168.7	144.8	91.1	145	125.4	141.3	114.7	154.4	163	138.6	125.4	139.6	124.6	150.9	140.2	132.1	105.8	157.7	186.2	158.1	162.4	131.3	146.5	162.9			143.1
MAR						245.8		188.4	182.8	216.8	207.7	220.4	185.2	256	166	143.1	185.2	243.7	182.4	191	200.8	186.4	166	186.3	220.6	217.7	206.5	209.5	234.2	233.8			206.1
ABR						196.8	198.8	208.7	117.4	223.2	232.4	105.4	218.8	209.2	198	202.8	199.4	224.9	169	162.8	177	204.9	206.2	146	220.2	223.9	232.1	218.5	227.8				203.6
MAY						207.7	210.3		211.7	227	201.7	222.1	217.3	231.3	226.2	138	198.6	227.2	191.1	170.3	201.7	218.8	232.9	165	269.2	239.5	219.3	203.1	249.5				214.7
JUN						222.4	158.3		150.8	204.3	160.8	164.4	185.2	190.4	191.6	206.8	195.8	179.1	173.3	128.2	170.1	191.3	164.6	188.1	226.1	222.4	190.6	213.2	206.9				187.1
JUL						204.6	166.2		174.4	199.8	144.4	138.4	167.4	149.4	174.4	175	146.5	152.2	162.9	210.2	182.3	150.4	179.4	187.1	212.3	154.7	204.8	214.3	190.8				175.9
AGO							185	148.4	153.8	134.4	169.1	151	182.1	158.8	175.6	169.4	155.4	184.5	172.4	185.8	138.4	143.7	161.6	191.2	153.7	180.1	153.6	192.1	196.7				171.5
SEP						183.4	171	116.7	126.1	116.7	120.4	152.4	182.2	165.8	130.2	136.8	102.1	161.5	162.4	133.9	139.1	153.2	147.3	156.3	123.7	130.8	159.5	156.7	152				146.3
OCT						140.4	132.1	95.2	135.4	137.8	155.7	138.8	153.2	126.4	125.6	118.3	125.6	132.5	134.5	149.9	128.4	132.6	119.8	131.3	96.6	113.8	127.8	120.1	175.8				132.5
NOV					163.4	149.4	127.3	110.2	132.8	122.8	115.4	110.7	115.1	118.4	117.4	109.1	116	117.4	91.9	104.2	117.5	112.8	105.7	115.8	113.4	110.7	136.6	115.8	110.8				118.6
DIC					130.7	119.8	114	104.8	100.8	120.8	123	107.8	113.1	105.8	99	82.6	109	103.1	116.7	101.2	108.5	105.3	122.7	120.2	105.1	113.6	113	117.1	114.5				109.4
ANUAL					294.1	1960.8	1735.1	1232.3	1664.9	1957.7	1880.4	1773.1	1946.5	2000.2	1878.1	1734.5	1768.8	1976.6	1769.5	1811.2	1819.6	1840.9	1816.1	1890.7	2072.8	1997.4	2040.9	2018.5	2140.8	515.8	0	0	1928.7

Precipitacion mensual (mm)

AÑO	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE						3.0	11.5	39.0	7.5	30.4	0.0	5.5	0.3	0.0	19.3	12.2	4.0	0.0	63.1	6.6	2.2	19.7	4.6	0.0	5.7	0.0	0.0	1.5	25.5	3.7	19.0	10.5	11.0
FEB						12.0	7.4	0.5	18.5	2.0	1.6	0.0	0.0	0.0	12.0	20.9	36.7	7.8	33.0	7.5	0.0	4.5	3.6	0.0	0.0	7.2	0.0	10.7	11.0	0.0	0.0	6.5	6.7
MAR						0.0	24.5	42.5	42.0	0.0	0.0	4.0	9.4	1.0	24.3	1.1	4.7	0.0	5.0	2.0	2.5	1.0	0.0	60.4	0.0	2.0	6.8	0.0	4.0	0.0	15.5	4.3	9.6
ABR						42.9	33.0	33.8	75.3	31.2	0.0	5.0	1.1	10.0	19.9	30.6	3.3	0.4	23.1	11.5	18.2	1.5	0.0	64.4	0.0	5.2	25.8	25.2	16.2	18.2	27.2	11.0	21.8
MAY						64.1	56.5	24.6	54.8	19.0	12.0	65.1	40.6	43.3	37.5	0.0001	22.4	3.5	128.8	3.5	41.8	18.0	3.0	93.2	0.0	0.0	5.0	30.3	61.3	18.7	92.8	10.7	43.2
JUN						33.0	132.0	10.4	67.3	43.1	94.0	81.7	32.0	108.3	7.9	84.0	86.4	30.4	12.8	17.6	110.9	25.2	42.7	69.5	48.8	70.0	84.3	39.3	110.5	81.4	110.0	21.2	57.3
JUL						78.5	64.7	12.0	45.5	25.3	59.0	27.5	46.7	124.0	35.9	13.7	63.8	72.5	59.2	72.8	7.8	26.0	48.1	7.2	32.8	100.1	19.0	119.5	36.9	58.6	51.8	0.0	52.6
AGO						88.4	55.4	93.5	30.7	48.8	37.9	55.1	15.6	62.0	94.1	75.9	75.5	7.9	12.5	56.0	58.7	34.8	46.1	14.3	56.5	40.4	19.8	55.3	27.5	32.4	68.7	36.8	44.8
SEP						7.9	6.5	101.9	68.2	27.0	60.0	89.9	11.2	111.3	103.9	47.0	38.4	23.6	38.5	80.0	45.9	64.0	214.9	46.8	139.7	49.0	35.7	49.4	100.1	98.6	13.5	18.9	59.1
OCT						50.7	45.6	20.5	41.3	4.0	20.0	89.7	2.5	64.3	0.1	0.9	33.7	40.3	26.9	6.9	68.8	28.0	17.8	26.8	85.7	59.7	3.7	52.8	39.5	28.5	23.0	92.1	31.6
NOV						6.5	0.0	5.5	1.0	3.0	1.0	9.9	15.5	7.5	0.0001	3.8	0.0	26.7	44.9	18.7	0.0	9.2	0.0	6.8	0.0	0.6	9.1	1.4	27.9	0.4	13.5	2.0	8.0
DIC						7.1	1.9	1.0	15.8	0.0	0.0	13.5	7.0	1.1	0.0	18.5	0.0	20.5	0.0	0.0	0.0001	17.7	16.5	2.0	0.0	0.2	0.0	0.6	0.0001	0.0	2.5	0.0	5.8
ANUAL					0	394.1	439	385.2	467.9	233.8	285.5	446.9	181.9	532.8	354.9	308.6	368.9	233.6	447.8	283.1	356.8	246.6	397.3	391.4	369.2	334.4	209.2	386	460.4	340.5	437.5	214	351.6

Evaporacion mensual neta (mm)

AÑO	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE						117.8	91.9	76.1	80.3	78.7	124.4	114.9	111.9	134.3	91.8	101.8	105.8	110.9	25.2	116.2	113.4	89.7	99.5	145.7	140.0	132.1	134.7	125.3	109.8				109.0
FEB						157.7	161.3	144.3	72.6	143.0	123.8	141.3	114.7	154.4	151.0	117.7	88.7	131.8	91.6	143.4	140.2	127.6	102.2	157.7	186.2	150.9	162.4	120.6	135.5				135.4
MAR						245.8	-24.5	145.9	140.8	216.8	207.7	216.4	175.8	255.0	141.7	142.0	180.5	243.7	177.4	189.0	198.3	185.4	166.0	125.9	220.6	215.7	199.7	209.5	230.2				190.1
ABR						153.9	165.8	174.9	42.1	192.0	232.4	100.4	217.7	199.2	178.1	172.2	196.1	224.5	145.9	151.3	158.8	203.4	206.2	81.6	220.2	218.7	206.3	193.3	211.6				181.6
MAY						143.6	153.8	-24.6	156.9	208.0	189.7	157.0	176.7	188.0	188.7	138.0	176.2	223.7	62.3	166.8	159.9	203.8	229.9	71.8	269.2	239.5	214.3	172.8	188.2				165.6
JUN						189.4	26.3	-10.4	83.5	161.2	66.8	82.7	153.2	82.1	183.7	122.8	109.4	148.7	160.5	110.6	59.2	166.1	121.9	118.6	177.3	152.4	106.3	173.9	96.4				126.0
JUL						126.1	101.5	-12.0	128.9	174.5	85.4	110.9	120.7	25.4	138.5	161.3	82.7	79.7	103.7	137.4	174.5	124.4	131.3	179.9	179.5	54.6	185.8	94.8	153.9				117.4
AGO						-88.4	129.6	54.9	123.1	85.6	131.2	95.9	166.5	96.8	81.5	93.5	79.9	176.6	159.9	129.8	79.7	108.9	115.5	176.9	97.2	139.7	133.8	136.8	169.2				122.3
SEP						175.5	164.5	14.8	57.9	89.7	60.4	62.5	171.0	54.5	26.3	89.8	63.7	137.9	123.9	53.9	93.2	89.2	-67.6	109.5	-16.0	81.8	123.8	107.3	51.9				85.9
OCT						89.7	86.5	74.7	94.1	133.8	135.7	49.1	150.7	62.1	125.5	117.4	91.9	92.2	107.6	143.0	59.6	104.6	102.0	104.5	10.9	54.1	124.1	67.3	136.3				102.2
NOV						142.9	127.3	104.7	131.8	119.8	114.4	100.8	99.6	110.9	117.4	105.3	116.0	90.7	47.0	85.5	117.5	103.6	105.7	109.0	113.4	110.1	127.5	114.4	82.9				109.2
DIC						112.7	112.1	103.8	85.0	120.8	123.0	94.3	106.1	104.7	99.0	64.1	109.0	82.6	116.7	101.2	108.5	87.6	106.2	118.2	105.1	113.4	113.0	116.5	114.5				102.6
ANUAL					0	1566.7	1296.1	847.1	1197	1723.9	1594.9	1326.2	1764.6	1467.4	1523.2	1425.9	1399.9	1743	1321.7	1528.1	1462.8	1594.3	1418.8	1499.3	1703.6	1663	1831.7	1632.5	1680.4	0	0	0	1547.4

Anexo 16.Precipitación y evaporación mensual en la estación Tasquillo, cercana a la presa Zimapan

LATITUD: 28° 33' 22" EVAPORACION CONTROLADA POR: CNA
LONGITUD: 99° 18' 11" en mm. ESTACION: TASQUILLO
ALTITUD: 2040 msnm. ESTADO: HIDALGO

AÑO	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO	
ENE				101.8	87.3		133.8	133.6	134.2	148.3	116.6	116	155	111.3	114	124.2	121.8	210.8	157.8	143.1	128.1	140.6	124.9	131.4	131.1	154.7	173.4	192	214.5	189.5	163.6	216.1	196				147.1	
FEB				133.8	96.8		153.4	147.2	133.6	142.7	144.6	141.2	168.4	150.8	144.3	147.4	173.4	196.2	194.2	127.6	140	139.7	114.3	151.1	161.2	154	195.3	195.6	194.5	156	180.1	193.5	190.1				157.3	
MAR				216.2	155.4		217.8	217.6	196.8	213.8	232.4	212.8	297.4	245.6	234.3	222.4	227.8	257.1	140.8	218.7	196.3	237.1	178.6	202.3	227.7	210.6	238.5	225.8	230.5	202.9	204.4	192.7	207.6				215.9	
ABR				194.6	154.8	214.1	180.8	179.2	142.2	239.4	214.8	197.1	254.2	273.1	277.6	213.8	257	214.1	179.4	242.8	224.4	230.7	182.8	213.8	223	231.5	249.5	215.7	230	199.5	210.4	198.2	225.1				215.5	
MAY				210.8	202.3		204.8	208.6	272.2	231.3	234.8	240.3	219.3	271.4	210.6	210.1	281.2	289.8	214.8	267.7	240.8	244.1	176.8	251	224.3	246.7	312.5	249.4	244	230.1	225.1	234.9	256.8				238.2	
JUN				172.3	136.8		167.7	94.3	200.3	207.2	221.2	183.6	242.1	262.4	209.8	188.2	229.8	270.2	217	250.4	226.9	202.5	181.1	209.2	200.5	222.7	265	279.5	218.3	231.3	220.9	233.9	243.8				213.4	
JUL				136.8			143.8	221.4	222	211	232.7	175.3	225.4	222.6	173.7	201.3	217.7	230.1	204.4	231.3	174.4	198.8	191	213.2	226.8	220.1	228.2	226.2	226.9	209.2	203.2	265.8	256.9				210.4	
AGO				155.4			180.3	226.6	191	199.1	210.6	207.6	212.3	211.4	184.7	201.7	255.4	276.3	215.2	197.8	187	240.4	178.8	252.1	193.8	214.7	227.8	275.4	230.6	228.9	218.5	229.2	237.7				215.7	
SEP				117.2	174.9	174.9	172.8	170.6	143.1	158.6	160.3	157.4	183.4	206.2	113.4	175.8	255.8	246.1	186.1	177.2	174.9	182.9	178.6	192.2	195.8	221.1	191.6	220.7	226.2	199.6	220.4	199.4	185.4				185.4	
OCT				134.7	118	149.8	129.4	139.4	143.3	129.2	177.8	155.1	160.7	144.4	190.4	179.2	163.7	166.7	226.3	182	166.4	149.3	155.1	167.3	169.5	190.2	221.1	194.7	204.9	200.4	217.4	181.4	184.3				171.3	
NOV				107.1	101.3	135.8	109.4	92.7	115.2	125.6	130.4	133.8	126.4	117.8	143.2	143.3	139.3	223.7	202	166.1	132.3	135.8	142.3	132.8	145.7	176.7	181.3	188	195.4	208.9	173.7	202.9	169.8	183.2			151.0	
DIC				75.7	100.1	123.4	116.7	119.2	113.6	96	129.2	118.3	102.1	133.6	122.4	109.4	190.2	188.4	154.7	130.2	123.4	133.2	141.2	132.4	165	170.3	184.8	201.1	194.1	139.3	139.3	179.5	195.3				139.3	
ANUAL				317.5	1758.3	1417.3	744.5	1884.9	1976.8	2003.8	2155.6	2186.1	2036.7	2321.8	2422	2107.3	2097.3	2600.5	2807.4	2212.5	2285.5	2101.3	2247.4	1948.2	2263.9	2316.1	2448.8	2674.3	2671.5	2623.4	2360.45	2406.25	2494.4	2565.2	0	0	0	2260.5

Precipitación mensual (mm)

AÑO	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO	
ENE				1.5	2.5	11.3	0.0	5.8	8.3	0.0	72.6	33.3	0.0	22.5	8.4	1.7	1.0	0.0	9.2	8.8	0.0	0.0	44.0	9.8	3.3	5.2	0.0	0.0	2.3	0.0	0.0	2.7	12.7	0.0	12.4	12.5	8.8	
FEB				0.0	0.5	4.6	0.0	1.3	5.4	12.6	0.0001	13.5	10.0	9.0	3.5	3.7	16	32	39.3	32.5	34.9	5.6	28.4	5.5	0.0	11.9	0.0	0.0	3.2	0.0	0.0	16.5	0.0	0.0	0.0	7.5		
MAR				5.3	22.0	7.3	2.7	0.0	31.4	0.0001	1.6	1.8	6.7	0.0001	8.1	14.3	0.0	8.5	22.0	0.0	0.0	0.0	5.3	7.5	4.4	8.0	0.0	50.9	0.0	0.0	0.0001	0.0	0.0	31.7	6.7	7.5		
ABR				41.7	32.5	27.8	29.0	62.2	17.9	33.8	7.2	44.2	6.7	0.0	0.0	78.3	57.9	27.8	24.9	22.7	3.0	4.6	77.1	11.9	21.3	2.5	0.0	50.0	0.0	0.0001	0.0	0.0	30.2	0.0001	0.0	7.9	21.9	
MAY				105.2	33.5	56.9	41.1	92.4	14.6	12.8	135.9	81.6	89.1	27.0	50.4	56.2	15	55.7	5.9	12.0	21.5	17.3	77.9	9.9	42.1	59.1	2.6	149.7	0.0001	3.8	13.5	27.5	16.8	42.4	48.7	18.8	43.1	
JUN				113.1	23.5	66.7	41.5	7.5	51.3	92.5	41.1	89.7	25.5	0.0001	89.1	143.5	149.3	53.8	34.8	85.2	100.9	68.8	47.8	44.0	72.3	22.6	75.7	61.0	26.4	10.5	50.4	13.0	0.0	29.0	105.6	0.0001	55.6	
JUL				121.5	58.7	58.7	62.3	9.5	44.8	105.5	21.9	101.0	21.5	27.3	61.6	92.4	35.3	50.1	37.6	64.0	83.3	103.0	44.8	26.4	51.7	40.8	13.2	19.8	25.4	60.9	0.0001	119.2	0.0	145.1	18.1	77.7	54.6	
AGO				50.5	42.1	42.1	87.9	113.6	12.1	39.4	66.0	42.5	7.0	29.5	26.4	17.2	12.8	10.2	50.3	95.5	21.0	37.9	19.0	35.8	69.9	66.2	3.7	50.1	61.4	0.0001	20.5	0.0	0.0	45.8	65.3	45.5	39.0	
SEP				61.0	53.6	53.6	115.3	45.0	49.5	37.7	11.4	23.7	1.5	39.1	189.1	25.3	44.8	13.5	72.9	36.1	90.2	35.7	12.4	160.8	42.2	27.8	169.2	9.3	97.9	18.1	3.5	53.5	133.2	76.6	0.0001	36.8	55.8	
OCT			21.4	5.5	25.1	2.5	86.6	25.6	53.7	3.4	15.4	45.8	55.1	6.8	14.7	6.7	8.3	0.0	0.0001	0.0001	30.3	53.4	18.9	7.2	101.1	9.5	24.9	34.0	94.4	57.3	0.0	25.4	32.5	58.2	4.6	54.6	28.9	
NOV			29.9	4.0	6.7	0.0	5.0	3.2	2.0	10.2	2.5	0.0	0.0001	12.3	6.0	11.7	6.3	21.0	0.0001	0.0001	0.0	0.0	33.0	9.6	0.0	0.0001	1.2	11.4	0.0	20.0	12.4	0.0	17.6	0.0	37.9	0.0	7.8	
DIC			1.0	0.0	6.3	0.0	13.3	9.5	2.2	47.1	0.0	3.0	10.0	0.0	2.5	0.0001	7.1	0.0	0.0	14.3	0.0001	22.9	0.0	0.0	2.3	8.3	0.0001	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.7	0.0	4.5		
ANUAL				52.3	509.3	307.0	331.5	484.7	375.6	293.2	395.0	375.6	480.1	233.1	173.5	459.8	451.0	325.9	243.8	296.9	371.1	385.1	349.2	408.6	328.4	410.6	261.9	290.5	436.2	311.0	170.6	100.3	257.8	243.0	397.1	327.0	260.5	335.0

Evaporación mensual Neta (mm)

AÑO	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	PROMEDIO
ENE				100.3	84.8	-11.3	133.8	127.8	125.9	148.3	44.0	82.7	155.0	88.8	105.6	122.5	120.8	210.8	148.6	134.3	128.1	140.6	80.9	121.6	127.8	149.5	173.4	192.0	212.2	189.5	163.6	213.4	183.3				133.3
FEB				133.8	96.3	-4.6	153.4	145.9	128.2	130.1	144.6	127.7	158.4	141.8	140.8	143.7	171.8	193.0	154.9	95.1	105.1	134.1	85.9	145.6	161.2	142.1	195.3	195.6	191.3	156.0	180.1	177.0	190.1				143.8
MAR				210.9	133.4	-7.3	215.1	217.6	165.4	213.8	230.8	211.0	290.7	245.6	226.2	208.1	227.8	248.6	118.8	218.7	196.3	237.1	173.3	194.8	223.3	202.6	238.5	174.9	230.5	202.9	204.4	192.7	207.6				201.8
ABR				152.9	122.3	186.3	151.8	117.0	124.3	205.6	207.6	152.9	247.5	273.1	277.6	135.5	199.1	186.3	154.5	220.1	221.4	226.1	105.7	201.9	201.7	229.0	249.5	165.7	230.0	199.5	210.4	198.2	194.9				191.6
MAY				105.6	168.8	-56.9	163.7	116.2	257.6	218.5	98.9	158.7	130.2	244.4	160.2	153.9	279.7	234.1	208.9	255.7	219.3	226.8	98.9	241.1	182.2	187.6	309.9	99.7	244.0	226.3	211.6	207.4	240.0				186.4
JUN				59.2	113.3	-66.7	126.2	86.8	149.0	114.7	180.1	93.9	216.6	262.4	120.7	44.7	80.5	216.4	182.2	165.2	126.0	133.7	133.3	165.2	128.2	200.1	189.3	218.5	191.9	220.8	170.5	220.9	243.8				149.6
JUL				15.3	-58.7	-58.7	81.5	211.9	177.2	105.5	210.8	74.3	203.9	195.3	112.1	108.9	182.4	180.0	166.8	167.3	91.1	96.8	146.2	188.8	175.1	179.3	215.0	206.4	201.5	148.3	203.2	146.6	256.9				144.