



**Universidad Autónoma de Querétaro**  
**Facultad de Ingeniería**  
**Maestría en Ciencias**  
**(Recursos Hídricos y Ambiental)**

**PROCESO METODOLÓGICO PARA LA GESTIÓN DEL AGUA SUPERFICIAL A NIVEL CUENCA PARA EL USO URBANO MEDIANTE EL SSD AQUATOOL**  
**“Aplicación a un caso simplificado.”**

**TESIS**

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de:

**Maestría en Ciencias**  
(Recursos Hídricos y Ambiental)

**Presenta:**

Ing. Denio Hussein Osuna Wolfskill

**Dirigido por:**

Dr. Eduardo Álvarez Mendiola

**SINODALES**

Dr. Eduardo Álvarez Mendiola  
Presidente

Dr. Eusebio Jr. Ventura Ramos  
Secretario

M.I. Filiberto Luna Zúñiga  
Vocal

M.C. César Augusto Granada Isaza  
Suplente

M.I. Pablo Talamantes Contreras  
Suplente

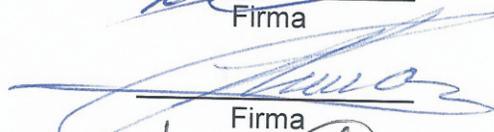
Dr. Aurelio Domínguez González  
Director de la Facultad



Firma



Firma



Firma



Firma



Firma



Dr. Irineo Torres Pacheco  
Director de Investigación y  
Posgrado



## RESUMEN

En la actualidad los suministros en las demandas urbanas no son satisfechas de manera sustentable debido a un mal manejo del recurso hídrico en la cuenca (sobre explotación, uso irracional del recurso agua, crecimiento poblacional etc.). A lo largo del tiempo se han creado figuras e instituciones nuevas en el ámbito jurídico (creación e intercambio de derechos de uso del agua, tarifas de agua, etc.), planificación hidrológica, manejo o gestión de cuencas. Estas organizaciones propician la explotación, uso y aprovechamiento racional del agua, a fin de evitar la sobreexplotación y contaminación a través de la formulación de programas y acciones para su estabilización y recuperación. El conocer las características área, población, demandas, parámetros hidráulicos que rigen el almacenamiento y movimiento de las aguas, zonas de abastecimientos y los medios por los cuales se abastecen etc. apoyado en herramientas técnicas, como son los modelos de simulación de flujo de agua en cuencas hidrográficas, permite llevar a cabo un análisis de evaluación de políticas de operación hidrológicas. Para este proyecto se decidió utilizar el Sistema de Soporte a la Decisión (SSD) de AQUATOOL. Con el cual se creó una metodología para la correcta gestión de explotación del sistema de recurso hídrico (SRH) superficial en cuencas, tomando presas y bordos como cuerpos de agua principales para la simulación de los esquemas, ayudando con la confiabilidad y precisión de los modelos de simulación de la gestión de agua, en la toma de decisiones y mejoren el suministro del recurso hídrico. El presente trabajo se ha centrado en el análisis del correcto suministro de las demandas urbanas **Primero:** realizar un análisis de las características que hacen ineficiente el sistema de explotación del recurso (Reglas de operación del sistema). **Segundo:** mitigar esos déficit de suministros de demandas urbanas con la correcta gestión de la cuenca (mediante la simulación hidrológica del sistema). **Tercero;** Comparar los resultados de las simulaciones para tener idea clara de cómo influyen los aspectos de gestión en la correcta explotación del SRH con la ayuda de los modelos de simulación (SSD Aquatool), enfocado en las zonas de estudio. Este trabajo de investigación aportará una mejora para disminuir los déficits en zonas urbanas principalmente mediante la simulación de aguas con el SSD AQUATOOL, lo anterior debido a la mala gestión de los recursos hídricos en las cuencas.

Palabras Clave: Sistema de explotación de Recursos Hídricos, Cuenca, Simulación de la gestión, Demandas, Suministro, Déficit de Suministro a la demanda.



## SUMMARY

Currently supplies in urban demands are not meet in a sustainable way because of poor management of water resources in the basin (about exploitation, unreasonable use, population growth, etc.). Has been created new figures and institutions in the legal field (creation and exchange of water use rights, management plans, water rates, etc.). Such organizations foster exploitation and rational use of water, in order to prevent overfishing and pollution, through the formulation of programs and actions for stabilization and recovery. Knowing the characteristics area, population, demand, supply areas and the means by which supply etc. supported by techniques tools such as simulation models of water flow in watersheds, allows to carry out an analysis of assessment of hydrological operating policies. For this project we decided to use the Support System Decision (SSD) AQUATOOL. With which a methodology for the proper management of exploitation of water resources system ( WRS ) in shallow basins, dams and levees as taking major water bodies for simulation schemes , helping with the reliability and accuracy of the models created simulation of water management , decision - making and improve the supply of water resources. This work has focused on analyzing the correct supply of urban t demands **Firs**; an analysis of the features that make the system inefficient resource exploitation (System Operating Rules). **Second** ; Mitigate these supply shortfall claims urban with the proper management of the basin (through hydrological simulation system) **Third**; comparing the results of the simulations to have a clear idea of how they influence the management aspects in the correct operation of the WRS with the help of simulation models (SSD Aquatool) , focused on the study areas . This research will provide an improvement to reduce the deficits in urban areas mainly by simulating the SSD AQUATOOL waters, the above due to mismanagement of water resources in the basins.

Keywords: Operating System of Water Resources, Basin, management simulation, Demands, Supply, Deficit to supply demand.



## DEDICATORIAS

A mi madre, que siempre he tenido su apoyo para alcanzar cualquier meta y sobre todo sentir su amor incondicional. A mi padre, que ha sido un ejemplo de dedicación y constancia ante cualquier reto. A mis hermanos que a pesar de la distancia siempre me han deseado lo mejor y a mis amigos que con su apoyo infinito salí adelante.



## AGRADECIMIENTOS

A Dios, que me brindo la fortaleza para continuar por este camino y permitirme llegar a esta etapa de mi vida. A los profesores de la UAQ, que tuve el gran gusto de conocer, que gracias a sus enseñanzas me desarrolle más, tanto profesional como académicamente. A mi asesor de tesis, Dr. Eduardo Álvarez Mendiola por su gran amabilidad y tiempo al apoyo de esta investigación.

Se agradece a la Universidad Autónoma de Valencia por la aportación del programa y llave del simulador SSD AQUATOOL, sin la cual no se podría desarrollar esta investigación y al PNP-Conacyt, que permitió financiar mis estudios a lo largo de este trabajo.



## ÍNDICE

## PÁGINAS

<b>RESUMEN</b> .....	I
<b>SUMMARY</b> .....	II
<b>DEDICATORIAS</b> .....	III
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	IV
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE GRÁFICAS .....	11
<b>I. INTRODUCCION</b> .....	15
1.1 Hipótesis:.....	17
1.2 Objetivo General:.....	17
1.3 Objetivos particulares: .....	17
<b>II. REVISION DE LITERATURA</b> .....	18
<b>III. METODOLOGIA</b> .....	23
3.1 Revisión y actualización bibliográfica.....	23
3.2 Recopilación de Información general existente.....	23
3.2.1 Información de la gestión del recurso hídrico en la república mexicana.....	23
3.2.2 Información general de la cuenca del Río Querétaro.....	29
3.2.3 Información de los suministros de agua urbana.....	31
3.2.4 Información de los suministros de agua agrícola .....	37
3.2.5 Información de infraestructura hidráulica .....	43
3.2.5.1. Volúmenes de almacenamiento en presas y bordos.....	43
3.2.5.2 Curvas Elevaciones- Áreas y Capacidades de presas y bordos.....	47
3.2.6 Verificación y análisis de la información. ....	49
3.3 Delimitación del área de estudio.....	50
3.3.1 Delimitación de la cuenca del Rio Querétaro.....	50
3.3.2 Delimitación de áreas tributarias.....	56



3.4	Calculo de volúmenes mensuales en presas y bordos.....	59
3.4.1	Selección de estaciones climatológicas.....	59
3.4.2	Interpolación con Kriging simple. ....	60
3.4.3	Calculo del volumen medio anual de escurrimiento natural .....	65
3.5	Propuesta metodológica para hacer más eficiente la simulación del SRH mediante el SSD AQUATOOL. ....	79
3.5.1	Fundamentos básicos de la gestión de los sistemas de recursos hídricos .....	80
3.5.2	Fundamentos hidrológicos del modelo SSD AQUATOOL.....	85
3.6	Esquemas de Simulación .....	93
3.6.1	Primer esquema de gestión, Arroyo Jurica .....	98
3.6.2	Segundo esquema de gestión, Río Querétaro.....	107
3.6.3	Tercer esquema de gestión, Río el Pueblito. ....	114
<b>IV.</b>	<b>RESULTADOS: COMPARACION DE DEFICIT EN DEMANDAS CONSUNTIVAS</b>	<b>123</b>
4.1	Comparación del primer esquema de gestión.....	124
4.2	Comparación del segundo esquema de gestión .....	131
4.3	Comparación del tercer esquema de gestión.....	134
<b>V</b>	<b>CONCLUSIONES</b> .....	<b>140</b>
<b>VI</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>142</b>
<b>APÉNDICES</b>	.....	<b>146</b>
	Apéndice A.-Cálculo de volumen medio anual de escurrimiento con Thiessen.....	147
	Apéndice B.- Tablas CEAC para los esquemas de gestión.....	151



## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.1. Tabla de ciudades sedes de los organismos de cuencas con las regiones hidrológicas-administrativas. ....	25
TABLA 3.2. Nombres y numero pertenecientes a las 37 regiones hidrológicas. ....	27
TABLA 3.3. Número de estaciones climatológicas e hidrométricas en México, 2009. ....	28
TABLA 3.4. Volumen (m <sup>3</sup> ) suministrado el municipio marqués 2012 .....	32
TABLA 3.5. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio del Marqués 2012 ...	32
TABLA 3.6. Volumen (m <sup>3</sup> ) suministrado el municipio de Querétaro 2012 .....	33
TABLA 3.7. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio de Querétaro 2012..	33
TABLA 3.8. Volumen (m <sup>3</sup> ) suministrado el municipio de Huimilpan 2012. ....	34
TABLA 3.9. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio de Huimilpan 2012..	34
TABLA 3.10. Volumen (m <sup>3</sup> ) suministrado el municipio de Corregidora 2012. ....	35
TABLA 3.11. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio de Corregidora 2012. ....	35
TABLA 3.12. Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. ....	38
TABLA 3.13. Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. ....	39
TABLA 3.14. Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. ....	40
TABLA 3.15. Tabla Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. ....	41
TABLA 3.16. Volúmenes suministrado anuales zona agrícola 2012. ....	42
TABLA 3.17. Tipo de obras, Nombre de obra y capacidad al NAMO en m <sup>3</sup> de la infraestructura hidráulica dentro de la cuenca del rio Querétaro. (Plan Maestro Pluvial de la ciudad de Querétaro y zona conurbada, 2009). ....	45
TABLA 3.18. Tabla Valores de Elevación, Área y Capacidad para la presa Santa Catarina. ....	47
TABLA 3.19. Coordenadas de proyección obtenidas de la plataforma ArcMap. ....	51
TABLA 3.20 Estaciones climatológicas consideradas para el cálculo del volumen medio anual de escurrimiento. ....	60
TABLA 3.21 Valores de k en función del tipo de suelo y sus características .....	68
TABLA 3.22 Tabla de la relación uso del suelo con el tipo de suelo. ....	68



TABLA 3.23 Tabla con parámetros de valores K y coeficiente de escurrimiento anual (Ce)..... 69

TABLA 3.24 Láminas de lluvia mensuales para los años 1980-2005 y precipitación anual, Obtenidas con la interpolación Kriging. Presa Gonzalo R. Arrionte..... 70

TABLA 3.25. Resultado del valor K ponderado para el área de la presa Gonzalo Río Arrionte. .... 73

TABLA 3.26. Resumen de volúmenes anuales y su coeficiente de escurrimiento (Ce) para la Presa Gonzalo Río Arrionte..... 75

TABLA 3.27 Volúmenes mensuales de aportaciones (m3) obtenidos. Presa Gonzalo Río Arrionte..... 76

TABLA A.1 Láminas de lluvia mensuales para los años 1980-2005 y precipitación anual, Obtenidas con ERIC III. Presa Gonzalo R. Arrionte. .... 149

TABLA A.2 Volúmenes mensuales de aportaciones (m3) obtenidos con las láminas de lluvia de la Est. Jurica 22045. .... 150

TABLA B.1 CEAC para el Primer esquema de gestión ..... 151

TABLA B.2 CEAC para el Segundo esquema de gestión ..... 152

TABLA B.3 CEAC para el Tercer esquema de gestión ..... 154



## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1. Imagen de SSD AQUATOOL para simulación de la gestión de cuencas. ....	22
FIGURA 3.2. Mapa de la república mexicana con las regiones hidrológicas- administrativas.....	24
FIGURA 3.3. Mapa de la república con ubicación de las 37 regiones hidrológicas .....	26
FIGURA 3.4. Mapa con ubicación general de los 653 acuíferos, con límites de acuerdo a las 13 RHA. ....	28
FIGURA 3.5. Mapa de la ubicación de la Región Hidrológica No 12. Lerma- Santiago. ....	29
FIGURA 3.6. Mapa de la ubicación de la cuenca del Río Laja .....	30
FIGURA 3.7. Mapa de la ubicación de la Sub Cuenca del Río Apaseo (donde se ubica nuestra zona de estudio.) .....	30
FIGURA 3.8. Ubicación de presas, bordos, ríos y arroyos principales en la cuenca del río Querétaro. (Fuente: Plan Maestro Pluvial de la ciudad de Querétaro y zona conurbada 2009) .....	44
FIGURA 3.9. Plano hidrográfico de la parte de la cuenca del Río Querétaro con estaciones hidrométricas de la zona. (Fuente: BANDAS, 2005.) .....	46
FIGURA 3.10. Apartado continuo elevaciones, para la obtención del MDE. ....	51
FIGURA 3.11. Modelo Digital de Elevación utilizado para la delimitación del área de estudio.....	52
FIGURA 3.12. Capa con red de arroyos, dirección del flujo, la segmentación del arroyo y la delimitación de micro-cuencas en base a la red de flujo.....	54
FIGURA 3.13. Polígono de la cuenca con 27 micro-cuencas creadas en base al tramo de cada río y su polígono general (Zona de estudio) .....	55
FIGURA 3.14. Ubicación de los municipios a los cuales abarca la cuenca del Río Querétaro. ....	56
FIGURA 3.15. Micro cuenca creada con HEC-GEOHMS, que contiene en su área 2 presas y 2 bordos. ....	57
FIGURA 3.16. Micro-cuenca sub dividida creando nuevas áreas para cada punto de salida. ....	58
FIGURA 3.17 Nombre y Ubicación de las estaciones climatológicas en la cuenca de acuerdo a los polígonos de Thiessen.....	61
FIGURA 3.18 Malla generada con la interpolación Kriging simple para el periodo junio del 2005 y las estaciones climatológicas. ....	64



FIGURA 3.19. Mapa con la distribución de usos de suelo y vegetación y ubicación del área de micro-cuenca para la presa Gonzalo Río Arrionte..... 71

FIGURA 3.20. Mapa con la distribución de tipos de suelo y ubicación del área de micro-cuenca para la presa Gonzalo Río Arrionte. .... 72

FIGURA 3.21 Diferentes elementos del sistema entrada de datos para el modelo SSD AQUATOOL. (Fuente: Álvarez-Mendiola, 2010) ..... 92

FIGURA 3.22 Esquema general (o modelo conceptual) de la cuenca del rio Querétaro. Creación con el modelo SimWin. .... 93

FIGURA 3.23. Captura de información de las Curvas elevaciones-áreas-capacidades de la Presa Santa Catarina..... 95

FIGURA 3.24 Captura de datos en volúmenes máximos, objetivos y mínimos que maneja la presa mensualmente..... 95

FIGURA 3.25 Tabla representativa de aportaciones a presas y embalses..... 96

FIGURA 3.26 Primer esquema de gestión con la micro cuenca perteneciente al Arroyo jurica..... 98

FIGURA 3.27 Segundo esquema de gestión, micro-cuenca perteneciente al Río Querétaro ..... 107

FIGURA 3.28 Tercer esquema de gestión con la micro cuenca perteneciente al..... 114

FIGURA A 1 Localización de la presa Gonzalo Río Arrionte dentro del área de influencia de la estación juriquilla No 22045. .... 148



## ÍNDICE DE GRÁFICAS

GRÁFICA 3.1. Volúmenes Suministrados a zonas urbanas y por municipios por la Comisión Estatal del Agua (CEA) en Querétaro.....	36
GRÁFICA 3.2. Gráfica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio de Querétaro.....	38
GRÁFICA 3.3. Gráfica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio del Marqués.....	39
GRÁFICA 3.4. Gráfica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio Corregidora.....	40
GRÁFICA 3.5. Grafica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio Huimilpan.....	41
GRÁFICA 3.6. Grafica de pastel de los volúmenes suministrado anuales zona agrícola 2012.Cuenca del Río Querétaro .....	42
GRÁFICA 3.7. Curva -Área-Elevación de la presa Santa Catarina. ....	48
GRÁFICA 3.8. Curva Capacidad Elevación de la presa Santa Catarina. ....	48
GRÁFICA 3.9. Distribución cronológica de los volúmenes de aportaciones, Presa Gonzalo Río Arriente .....	77
GRÁFICA 3.10. Comparación de aportaciones anuales de la interpolación Kriging simple y polígonos de Thiessen, Presa el Cajón.....	78
GRÁFICA 3.11. Comparación de aportaciones anuales de la interpolación kriging simple y polígonos de Thiessen, Presa Santa Catarina. ....	78
GRÁFICA 3.12. Regla de operación normal para demanda única, embalse único.....	82
GRÁFICA 3.13. Regla de operación anticipada para demanda con restricciones. ....	82
GRÁFICA 3.14. Regla de operación anticipada para demanda con restricciones escalonadas. ....	83
GRÁFICA 3.15. Volúmenes de déficit del caso base, demanda urbana Santa Rosa de Jáuregui (10 años de simulación) .....	100
GRÁFICA 3.16. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda urbana Santa Rosa de Jáuregui (10 años de simulación).....	100
GRÁFICA 3.17. Volúmenes de déficit del caso base, demanda zona conurbada pozos (10 años de simulación).....	101
GRÁFICA 3.18. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda zona conurbada pozos (10 años de simulación).....	101



GRÁFICA 3.19. Volúmenes de déficit del caso base, demanda zona conurbada acueducto (10 años de simulación)..... 102

GRÁFICA 3.20. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda zona conurbada acueducto (10 años de simulación)..... 102

GRÁFICA 3.21. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego Querétaro (10 años de simulación)..... 103

GRÁFICA 3.22. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego Querétaro (10 años de simulación)..... 103

GRÁFICA 3.23. Comparación del déficit del caso base, demanda urbana Santa Rosa de Jáuregui y volumen al final del embalse presa Santa Catarina (10 años de simulación) 104

GRÁFICA 3.24. Comparación del déficit del caso base, demanda zona conurbada pozos y volumen al final del embalse presa el Cajón (10 años de simulación)..... 105

GRÁFICA 3.25. Comparación del déficit del caso base en la zona conurbada acueducto y volumen al final del embalse presa los Ángeles (10 años de simulación) ..... 106

GRÁFICA 3.26. Volúmenes de déficit del caso base, demanda del Marqués (10 años de simulación) ..... 109

GRÁFICA 3.27. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda del Marqués (10 años de simulación)..... 110

GRÁFICA 3.28. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego del Marqués (10 años de simulación)..... 111

GRÁFICA 3.29. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego (10 años de simulación)..... 111

GRÁFICA 3.30. Comparación del déficit del caso base, demanda urbana del Marqués y volumen al final del embalse presa El Carmen (10 años de simulación)..... 112

GRÁFICA 3.31. Volúmenes de déficit del caso base, demanda urbana del Pueblito (10 años de simulación)..... 116

GRÁFICA 3.32. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda urbana del Pueblito (10 años de simulación) ..... 117

GRÁFICA 3.33. Volúmenes de déficit del caso base, demanda urbana de Huimilpan (10 años de simulación)..... 117

GRÁFICA 3.34. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda urbana de Huimilpan (10 años de simulación) ..... 118

GRÁFICA 3.35. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego Corregidora (10 años de simulación)..... 118



GRÁFICA 3.36. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego Corregidora (10 años de simulación) .....	119
GRÁFICA 3.37. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego Huimilpan (10 años de simulación) .....	120
GRÁFICA 3.38. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego Huimilpan (10 años de simulación) .....	120
GRÁFICA 3.39. Comparación del déficit del caso base, demanda del Pueblito y volumen al final del embalse presa el Batán. (10 años de simulación) .....	121
GRÁFICA 3.40. Comparación del déficit del caso base, demanda urbana Huimilpan y volumen al final del embalse presa San Pedro Huimilpan (10 años de simulación) .....	122
GRÁFICA 4.1. Comparación de los déficit en la zona urbana Santa Rosa de Jáuregui caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación) .....	125
GRÁFICA 4.2. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona urbana Santa Rosa de Jáuregui (10 años de simulación) .....	125
GRÁFICA 4.3. Comparación de los déficit en la zona conurbada pozos caso base vs caso modificado (10 años de Simulación) .....	127
GRÁFICA 4.4. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona conurbada pozos (10 años de simulación) .....	127
GRÁFICA 4.5. Comparación de los déficit en la zona conurbada acueducto caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación) .....	128
GRÁFICA 4.6. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona conurbada acueducto (10 años de simulación) .....	129
GRÁFICA 4.7. Comparación del déficit zona de riego en el municipio de Querétaro (10 años de simulación) .....	130
GRÁFICA 4.8. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio de Qro. (10 años de simulación) .....	130
GRÁFICA 4.9. Comparación de los déficit en la demanda urbana del Marqués, Caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación) .....	131
GRÁFICA 4.10. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la demanda del Marqués (10 años de simulación) .....	132
GRÁFICA 4.11. Comparación del déficit, zona de riego en el municipio del Marqués (10 años de simulación) .....	133
GRÁFICA 4.12. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio del Marqués (10 años de simulación) .....	133



GRÁFICA 4.13. Comparación del déficit en la demanda urbana el Pueblito, Caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación) ..... 134

GRÁFICA 4.14. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la demanda del Pueblito. (10 años de simulación) ..... 135

GRÁFICA 4.15. Comparación del déficit en la demanda urbana de Huimilpan, Caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación) ..... 136

GRÁFICA 4.16. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la demanda urbana de Huimilpan (10 años de simulación) ..... 137

GRÁFICA 4.17. Comparación del déficit, zona de riego del municipio de Corregidora (10 años de simulación) ..... 138

GRÁFICA 4.18. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio de Corregidora (10 años de simulación)..... 138

GRÁFICA 4.19. Comparación del déficit, zona de riego del municipio de Huimilpan (10 años de simulación) ..... 139

GRÁFICA 4.20. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio de Huimilpan (10 años de simulación)..... 139



## I. INTRODUCCION

Más allá del impacto del crecimiento de la población, la demanda de agua ha estado aumentando en respuesta al desarrollo industrial, la dependencia creciente en la agricultura de regadío, la urbanización masiva y la tendencia a tener niveles de vida más altos, Además, recientemente se observa una problemática fuerte entre los recursos hídricos disponibles y su uso poco eficiente.

Por ello, ya no es suficiente realizar el estudio hidrológico por sí solo, sino que es necesario considerar los aspectos de gestión para evaluar la eficiencia en el suministro de las demandas del sistema de explotación.

Debido a lo anterior para dar solución a estos problemas, en los últimos años se han venido desarrollo numerosas aportaciones en forma de herramientas e instrumentos que permiten una mejor planificación y la gestión de los recursos hídricos en una cuenca. Se han creado figuras e instituciones nuevas en el ámbito jurídico (creación e intercambio de derechos de uso del agua, tarifas de agua, etc.). Estas organizaciones propician la explotación, uso y aprovechamiento racional del agua, a fin de evitar la sobreexplotación y contaminación, a través de la formulación de programas y acciones para su estabilización y recuperación.

El conocer las características del Sistema de Explotación de Recursos Hídricos (SRH) tales como son área, población, demandas, suministros, fuentes de abastecimiento, infraestructura hidráulica, etc. Que junto la gestión del agua en cuenca basado en un Sistema de Soporte a la Decisión (SSD) de AQUATOOL nos permite llevar a cabo un análisis de evaluación de políticas en la gestión del recurso y propiciar bases para la toma de decisiones.

Esta investigación reviste suma importancia debido a que en la actualidad los suministros en las demandas urbanas no son satisfechos de manera sustentable por mal manejo del recurso hídrico en la cuenca (sobre explotación, uso irracional, crecimiento poblacional etc.).



Para ello se propondrá una metodología para la correcta gestión de cuencas que ayude con la confiabilidad y precisión de los modelos de gestión de agua, en la toma de decisiones y mejoren la distribución de las demandas en zonas urbanas en la cuenca bajo estudio y por ende ayudando a preservar la ecología.

Además de lo anterior cabe mencionar que la gestión del recurso hídrico a nivel de cuencas hidrográficas ha evolucionado pasando por diversas etapas de desarrollo.

En México un correcto manejo integral del recurso hídrico en cuencas hidrográficas debería tener en cuenta tanto los atributos de la tierra y los recursos hídricos como los factores socioeconómicos que repercuten en el desarrollo de los seres humanos y las prácticas de uso de la tierra en particular, sin embargo estos aspectos no tomados en cuenta con la debida seriedad, empeño y decisión.

El presente trabajo se ha centrado en el análisis del correcto suministro de las demandas **Primero:** realizar un análisis de las características que hacen ineficiente el sistema de explotación del recurso (Reglas de operación del sistema). **Segundo:** mitigar esos déficits de suministros de demandas urbanas con la correcta gestión de la cuenca (mediante la simulación hidrológica del sistema). **Tercero;** Comparar los resultados de las simulaciones para tener idea clara de cómo influyen los aspectos de gestión en la correcta explotación del SRH con la ayuda de los modelos de simulación (SSD Aquatool), enfocado en las zonas de estudio.



### 1.1 Hipótesis:

El suministro de la demanda de agua para distintas zonas, puede ser tratado con una metodología que permita, mediante la gestión sustentable de los recursos hídricos, tomar en cuenta aquellos factores que generan déficit de suministro en la demanda del sistema de explotación del recurso y abatirlos para una mejor toma de decisiones en la gestión del recurso hídrico.

### 1.2 Objetivo General:

- Definir una metodología, con base en un sistema de soporte a la decisión (SSD) con el fin de gestionar la explotación del recurso hídrico en cuencas y que permita mejorar la toma de decisiones en el suministro a las distintas demandas de agua, dando énfasis a la urbana.

### 1.3 Objetivos particulares:

- Proponer una metodología con una herramienta (Modelo de simulación de la gestión) para estimar las medidas de gestión necesarias que disminuyan el déficit del SRH mediante la correcta planificación y gestión hidrológica.
- Definir una metodología para la gestión del agua escala de cuenca que compare la gestión actual con las nuevas políticas de operación del sistema que evalué el efecto en la gestión eficiente del recurso (mediante un modelo de simulación de la gestión del RH).



## II. REVISION DE LITERATURA

El aprovechamiento del agua para diferentes usos, es una práctica interesante, tanto ambiental como económicamente, si se tiene en cuenta la gran demanda del recurso sobre las cuencas hidrográficas. En las últimas décadas se ha despertado un interés creciente por mejorar la gestión de los servicios del agua. Este interés es fruto de la coincidencia de múltiples factores, entre los que podemos citar la escasez de agua y la conciencia ambiental.

Fruto de esta nueva orientación de la planificación hidrológica, para dar solución a estos problemas, a lo largo de los últimos años se han venido produciendo numerosas aportaciones en forma de herramientas e instrumentos al servicio de este cometido. Se han creado figuras e instituciones nuevas en el ámbito jurídico (creación e intercambio de derechos de uso del agua, bancos de agua, etc.), se han elaborado nuevos instrumentos y herramientas en el ámbito económico y de la valoración de los recursos (Young, 2005; Matero y Saastamoinen, 2007), nuevos modelos de gestión y control (Dourojeanni et al., 2002), aportaciones a través de estudios científicos y técnicos (Maestu et al., 2008), para mejorar la eficiencia y eficacia en la gestión de estos servicios. Todo lo anterior apoyado en herramientas técnicas como son los modelos de simulación de flujo de agua en cuencas hidrográficas y un modelo hidro-económico que nos permite llevar a cabo un análisis de evaluación de políticas hidráulicas.

Los Modelos hidro-económicos se han aplicado en algunos lugares de Europa y Norteamérica con el fin de evitar la explotación, uso y aprovechamiento irracional del agua a través de la formulación de programas y acciones para su estabilización y recuperación.



Gracias a información de las características de la cuenca y de los parámetros hidráulicos que rigen el almacenamiento y movimiento de las aguas subterráneas y superficiales así como las unidades de demanda. Los modelos hidro-económicos permiten evaluar el impacto hidrológico económico con el fin de instrumentar una operación eficiente del recurso hídrico (SRH) y propiciar bases para la toma de decisiones.

Además de simular el comportamiento del SRH para distintas políticas de explotación, los modelos pueden también evaluar los requerimientos de inversión y los beneficios en términos de reducción de costo de producción (gasto de operación, mantenimiento) pero para este trabajo solo se utilizara el modelo de simulación de la gestión del sistema de explotación del recurso hídrico. Esta herramienta es igualmente útil tanto para informar y sensibilizar a la población en el uso racional del agua.

Sin embargo, en México los modelos de simulación de la gestión del SRH son escasos y la aplicación de estos modelos se creó poco confiables.

Europa es el lugar donde la implementación de estos modelos de simulación ha tenido mayor impacto, por ejemplo el proyecto llamado “Addressing socio-economic and institutional dimensions in Transboundary aquifer management by using hydro-economic modeling and serious gaming netherland “ de F.H.A van Weert y R. van Duinen (2010) menciona que el enfoque del modelo hidro-económico, el acuífero se considera como una sola entidad, independientemente de las fronteras geográficas. En el modelo existe una parte hidrológica (oferta) y una parte económica (demanda).

La distribución del agua es simulada u optimizados mediante la maximización de beneficios económicos, limitado por disponibilidad de agua, la viabilidad física, un mínimo de requisitos de flujo de agua y la tecnología el uso del



agua, concentrándose en los beneficios del uso del agua para los diferentes sectores económicos, tanto espacial como en el tiempo (Brouwer y Hofkes, 2008).

Otro ejemplo claro es en el trabajo realizado por Jesus Manuel Ham Chi (2001) en Guanajuato, México. Con el su proyecto “Modelo de gestión del agua subterránea: base para el manejo del acuífero” nos propone que exista una reducción en la demanda y de la explotación del recurso, pero esta reducción debe realizarse de tal manera de no retroceder en lo posible, en el desarrollo alcanzado en la zona, sino por el contrario, buscar mejorar dicho desarrollo, mediante alternativas de uso eficiente, reúso y/o recirculación de aguas residuales tratadas, etc.

Con lo anterior se elaboró un reglamento para el aprovechamiento del acuífero. Buena herramienta por sí sola, pero cualquier acción requiere de recursos económicos para realizarla, como el reducir las pérdidas en redes de abastecimiento, introducir procesos industriales con menor consumo de agua, y en el caso de la agricultura obtener al menos los rendimientos tradicionales de los cultivos con una menor cantidad de agua. Para llevar a cabo lo anterior se necesita información características del pozo y de los parámetros hidráulicos que rigen el almacenamiento y movimiento del agua subterránea, además es necesario contar con información respecto al usuario del agua: para que se usa el agua, los requerimientos reales de agua, la eficiencia de explotación del recurso hidráulico, los costos de producción del bien o servicio, el valor de venta del mismo, entre otros. Instituciones como Comités Técnicos de Aguas (COTAS) organizaciones de Guanajuato ayudan a incentivar estos servicios. De esta forma, mediante la evaluación económica se puede obtener información de las ventajas de actuar o no en un uso más eficiente del agua, conociendo de antemano el impacto económico que se tendrá al instrumentar una cierta política. De esta manera el plan para el manejo del acuífero tendrá mayor certidumbre, al decidir los propios usuarios, entre varias opciones de beneficios y costos.



Recientemente, Assimacopoulos et al (2006) ha presentado un caso de estudio en relación a la asignación y costes del recurso de agua bajo condiciones de escasez. El autor presenta un marco para el desarrollo y la evaluación de los planes de manejo del agua y las políticas de recuperación de costes en regiones Deficitarias del recurso hídrico. La metodología que utiliza se basa en la aplicación de Sistemas Soporte a la Decisión (SSD) y lo aplica en la isla de Paros en Grecia.

Un documento reciente y completo acerca de los programas en el manejo de la demanda urbana lo ha realizado Peter Terrebonne (2005). En ese documento, el autor revisa documentos en donde se compara la efectividad de programas alternativos en el manejo de la demanda urbana; también examina los métodos usados en la literatura para evaluar esos programas, y finalmente, incluye anexos en donde lista las referencias relativas al manejo de la demanda urbana.

Burke, Adams y Wallender (2004), examinan los beneficios potenciales y los cambios de bancos de agua para mitigar daños a los poseedores de derechos del agua y proporcionar agua para propósitos medio ambientales en la cuenca Klamath, al oeste de USA.

Además de las teorías para la gestión de los SRH existen otras herramientas para la simulación de la explotación del recurso agua en cuencas hidrográficas tales como SIM-V, que a la par de Aquatool también permite la entrada de datos como infraestructura, régimen de explotación y demandas. De igual manera distribuye los recursos de manera espacial y temporalmente entre las demandas, define las prioridades entre las mismas y sus embalses.

El uso de modelos de simulación y de optimización permite obtener variantes complementarias de la estimación de dichos costos y gestión El desarrollo de los modelos de simulación y de optimización puede hacerse “ad-hoc” para un sistema específico, o recurrir al uso de herramientas genéricas integradas en Sistemas Soporte de Decisión (SSD). Se han desarrollado módulos en el SSD



AQUATOOL que incorporan herramientas para aplicar la metodología descrita, las cuales se aplican a cuencas piloto.

En México, la Comisión Nacional del Agua CONAGUA administra y preserva las aguas nacionales, con la participación de la sociedad, para lograr el uso sustentable del recurso y son los encargados de realizar la mayor parte de los estudios sobre las redes viales y la realización de las acciones necesarias para lograr el uso sustentable del agua en cada región del país, establecer la política y estrategias hidráulicas nacionales, integrar el presupuesto de la institución, establecer los programas para apoyar a los municipios en el suministro de los servicios de agua potable y saneamiento en las ciudades y comunidades rurales y para promover el uso eficiente del agua en el riego y la industria.

El modelo SIMWIN es un modelo general para la Simulación de la Gestión de Cuencas, o sistemas de recursos hidráulicos complejos, en los que se dispone de elementos de regulación o almacenamiento tanto superficiales como subterráneos, de captación, de transporte, de utilización y/o consumo, y de dispositivos de recarga artificial. Se señala que paquete de computo AQUATOOL con su módulos SIMWIN es la herramienta base de la investigación (FIGURA 2.1)



**FIGURA 2.1. Imagen de SSD AQUATOOL para simulación de la gestión de cuencas.**



### **III. METODOLOGIA**

El proceso metodológico se desarrolló con base en el manejo o gestión de cuencas, la cuál considera información hidrológica e hidráulica de la zona de explotación de recursos hídricos, de las políticas de uso del agua que se tienen para la gestión del recurso en la cuenca bajo estudio y de las propuestas y consideraciones teóricas relativas a la gestión y la planificación de cuencas hidrológicas; para este caso la cuenca del río Querétaro, utilizando el módulo SimWin del Sistema Soporte a la Decisión Aquatool (Andreu, et al, 1996) que sirve para tomar decisiones en la correcta gestión de los SRH.

Las distintas etapas que conforman este trabajo se enumeran a continuación.

#### **3.1 Revisión y actualización bibliográfica**

El objetivo de esta actividad es recabar, analizar y actualizar la información referente a los métodos de gestión de cuencas y modelos de simulación de cuencas. A lo largo de toda la investigación se revisó la bibliografía pertinente, se hizo la lectura de artículos científicos alusivos al tema, así como documentales, conferencias y libros para estar actualizado en la temática y tener éxito en el proyecto.

#### **3.2 Recopilación de Información general existente.**

En los apartados siguientes se aborda toda la información recopilada para este estudio.

##### **3.2.1 Información de la gestión del recurso hídrico en la república mexicana.**

En esta apartado se pretende dar conocer la administración de los recursos hídricos en México, en base a las estadísticas de agua en México.

Para fines de administración y preservación de las aguas nacionales, a partir de 1997 el país se ha dividido en trece regiones hidrológicas-administrativas (RHA), las cuales están formadas por agrupaciones de cuencas, consideradas las unidades básicas de gestión de los recursos hídricos, pero sus límites respetan los municipales, para facilitar la integración de la información socioeconómica.

La CONAGUA, órgano administrativo, normativo, técnico y consultivo encargado de la gestión del agua en México, desempeña sus funciones a través de trece organismos de cuencas, cuyo ámbito de competencia son las RHA. FIGURA 3.2 y TABLA 3.1



**FIGURA 3.2. Mapa de la república mexicana con las regiones hidrológicas-administrativas.**



Los municipios que conforman cada una de esas RHA se indican en el acuerdo de Circunscripción Territorial de los Organismos de Cuenca publicado en el Diario Oficial de la Federación. (Fuente: <http://www.cna.gob.mx>)

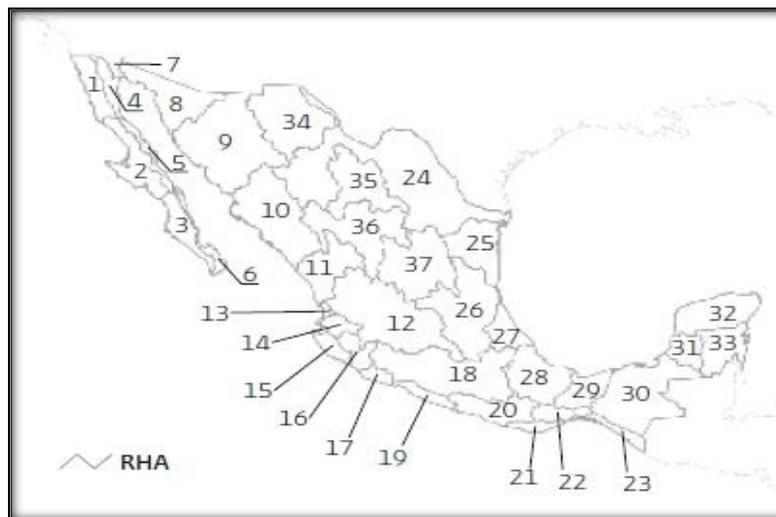
**TABLA 3.1. Tabla de ciudades sedes de los organismos de cuencas con las regiones hidrológicas-administrativas.**

<b>Ciudades sedes de los organismos de cuencas</b>		
<b>Organismo de cuenca</b>		<b>Ciudades sedes</b>
I	Península de Baja California	Mexicali, Baja California
II	Noroeste	Hermosillo, Sonora
III	Pacífico Norte	Culiacán, Sinaloa
IV	Balsas	Cuernavaca, Morelos
V	Pacífico Sur	Oaxaca, Oaxaca
VI	Río Bravo	Monterrey, Nuevo León
VII	Cuencas Centrales del Norte	Torreón, Coahuila de Zaragoza
VIII	Lerma Santiago Pacífico	Guadalajara, Jalisco
IX	Golfo Norte	Ciudad Victoria, Tamaulipas
X	Golfo Centro	Xalapa, Veracruz
XI	Frontera Sur	Tuxtla Gutiérrez, Chiapas
XII	Península de Yucatán	Mérida, Yucatán
XIII	Aguas del Valle de México	Distrito Federal, Cd. de México

Con lo que respecta al ciclo hidrológico, una proporción importante de la precipitación pluvial regresa a la atmósfera en forma de evapotranspiración, mientras que el resto escurre por los ríos y arroyos delimitados por las cuencas hidrográficas, o bien se infiltra en los acuíferos.

De acuerdo con los trabajos realizados por la CONAGUA, el Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática (INEGI) y el Instituto Nacional de ecología (INE), se han identificado 1,471 cuencas hidrográficas en el país, las cuales, para fines de publicación de la disponibilidad de aguas superficiales, se han agrupado y/o subdividido en cuencas hidrológicas. Al 31 de diciembre del 2010 se ha publicado la disponibilidad de agua en 731 cuencas hidrológicas, conforme a la norma NOM 011-CONAGUA-2000.

Las cuencas del país se encuentran organizadas en 37 regiones hidrológicas que se muestran en la FIGURA 3.3 y TABLA 3.2 que a su vez se agrupan en las 13 regiones hidrológico-administrativas (RHA).



**FIGURA 3.3. Mapa de la republica con ubicación de las 37 regiones hidrológicas**



**TABLA 3.2. Nombres y numero pertenecientes a las 37 regiones hidrológicas.**

Regiones Hidrológicas			
1	B.C. Noroeste	20	Costa Chica de Guerrero
2	B.C. Centro-Oeste	21	Costa de Oaxaca
3	B.C. Suroeste	22	Tehuantepec
4	B.C. Noreste	23	Costa de Chiapas
5	B.C. Centro-Este	24	Bravo-Conchos
6	B.C. Sureste	25	San fernando- Soto la Marina
7	Río Colorado	26	Pánuco
8	Sonora Norte	27	Norte de Veracruz (Tuxpan-Nautla)
9	Sonora Sur	28	Papaloapan
10	Sinaloa	29	Coatzacoalcos
11	Presidio-San Pedro	30	Grijalva-Usumacinta
12	Lerma-Santiago	31	Yucatán Oeste
13	Río Huicicila	32	Yucatán Norte
14	Río Ameca	33	Yucatán Este
15	Costa de Jaisco	34	Cuencas cerradas del Norte
16	Armería-Coahuayana	35	Mapimí
17	Costa de Michoacán	36	Nazas-Aguanaval
18	Balsas	37	El Salado
19	Costa Grande de Guerrero		

En lo que se refiere a las aguas subterráneas, el país está dividido en 653 acuíferos, conforme a lo publicado en el Diario Oficial de la Federación (DOF, diciembre 2001), y cuyos límites se presentan en la FIGURA 3.4. de acuerdo con las coordenadas de las poligonales simplificadas del mismo Diario Oficial (DOF, agosto del 2007, enero del 2008, agosto del 2009).



**FIGURA 3.4. Mapa con ubicación general de los 653 acuíferos, con límites de acuerdo a las 13 RHA.**

La CONAGUA cuenta con 4,008 estaciones en operación para medir las variables climatológicas e hidrométricas. Las estaciones climatológicas miden la temperatura, precipitación pluvial, evaporación, velocidad y dirección del viento. Las estaciones hidrométricas miden el caudal de agua de los ríos, así como la extracción por obra de toma de las presas. Las estaciones hidro-climatológicas miden algunos parámetros climatológicos e hidrométricos. En la TABLA 3.3 se muestra el número de estaciones climatológicas e hidrométricas en México.

**TABLA 3.3. Número de estaciones climatológicas e hidrométricas en México, 2009.**

<b>Número de estaciones climatológicas e hidrométricas en México, 2009.</b>	
Tipo de estación	Número de estaciones
Climatológica	3 324
Hidrométrica	684
Total	4 008

### 3.2.2 Información general de la cuenca del Río Querétaro.

La cuenca del Río Querétaro, principal interés de este estudio, se extiende por los municipios de Querétaro, Corregidora, El Marqués y Huimilpan, cuenta con una superficie de 2135 km<sup>2</sup> y representa el 18.14 % del total de la superficie del Estado. Limita al Norte con el estado de Guanajuato, al Sur con los estados de Guanajuato y Michoacán, al Este con los municipios de Colón, Pedro Escobedo y Amealco de Bonfil, y al Oeste con el estado de Guanajuato.

La cuenca del Río Querétaro se localiza entre los paralelos 20°55' y 20°16' de latitud Norte y 100°33' y 100°04' de longitud Oeste, con alturas que van desde los 1,780 hasta los 2,950 msnm.

La Cuenca del río Querétaro se encuentra en la Región Hidrológica No 12. Lerma- Santiago (FIGURA 3.5), de la cuenca del Río Laja (FIGURA 3.6), Sub Cuenca del Río Apaseo. (FIGURA 3.7)



**FIGURA 3.5. Mapa de la ubicación de la Región Hidrológica No 12. Lerma- Santiago.**



FIGURA 3.6. Mapa de la ubicación de la cuenca del Río Laja



FIGURA 3.7. Mapa de la ubicación de la Sub Cuenca del Río Apaseo (donde se ubica nuestra zona de estudio.)



### 3.2.3 Información de los suministros de agua urbana.

Para este trabajo se da un énfasis en la zona urbana con lo anterior, en este apartado se pretende tener el conocimiento en la distribución y las demandas del agua en la cuenca del Río Querétaro y ver posibles problemáticas a mitigar de tipo:

- ❖ Socioeconómicas
- ❖ Hidráulicas (infraestructura y eficiencia y eficacia de la misma)

Lo anterior según las políticas de agua (concesiones) utilizadas o definidas por las instituciones gubernamentales

Dicha información de volúmenes se presentan en las tablas siguientes. Esta información fue proporcionada por la Comisión Estatal del Agua (CEA) en la cual se muestran los volúmenes ( $m^3$ ) suministrados mensuales para el año 2012, de las principales manchas urbanas de la zona bajo estudio, la información está dividida por las administraciones correspondientes a cada estado.



**TABLA 3.4. Volumen (m<sup>3</sup>) suministrado el municipio marqués 2012**

VOLUMEN (M3) SUMINISTRADO EL MARQUÉS 2012													
ADMINISTRACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
EL MARQUÉS	374,502	329,856	379,706	423,436	422,476	377,025	480,692	444,924	416,504	449,572	430,291	417,287	4,946,271

**TABLA 3.5. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio del Marqués 2012**

LOCALIDADES ABASTECIDAS POR CEA 2012	
Fraccionamiento Paseos del Marqués	Fraccionamiento Campestre San Isidro
Parque Aeroespacial	Fraccionamiento Los Héroeos
Parque Agro Industrial La Cruz	Fraccionamiento Hacienda La Cruz
Agua Azul	Jesús María
Alfajayucan	Fraccionamiento Industrial Bernardo Quintana
San Miguel Amazcala	Parque Industrial FINSA
Atongo	Parque Industrial La Noria
Cerro Prieto	Residencial del Parque
El Conejo	Presa de Rayas
La Mariola	Saldarriaga, La Providencia
Chichimequillas	La Trinidad
El Carmen	San José Navajas
El Colorado	San Pedro Zacatenco
El Lobo	Santa Cruz Forrajes
El Paraíso	Santa María de Los Baños
Los Pocitos	
Presa del Carmen	
San Isidro Miranda, Santa Juanita, Las Águilas	
El Rosario	
El Durazno	



**TABLA 3.6. Volumen (m<sup>3</sup>) suministrado el municipio de Querétaro 2012**

VOLUMEN (M3) SUMINISTRADO DEL MUNICIPIO DE QUERÉTARO 2012													
ADMINISTRACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
SANTA ROSA JÁUREGUI	496,165	430,210	491,107	469,056	579,116	456,755	517,622	461,520	468,077	472,849	458,639	412,432	5,713,548
ZONA CONURBADA POZOS	2,619,999	2,202,011	3,780,936	3,026,337	2,984,025	2,721,527	3,338,062	3,049,731	3,265,862	3,112,512	3,019,912	2,967,532	36,088,446
ZONA CONURBADA ACUEDUCTO II	3,423,914	3,267,955	2,642,501	3,409,070	3,587,945	3,268,247	2,966,963	3,011,252	2,803,691	3,270,604	3,104,081	3,277,348	38,033,571

**TABLA 3.7. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio de Querétaro 2012**

LOCALIDADES ABASTECIDAS POR LA CEA 2012			
Santa Rosa Jáuregui	Cerro de La Cruz	El Salitre	La Cantera
Colinas de Santa Rosa	Corea	Fracc. Raquet Club	Ojo de Agua
Colonia Arboledas	Santa Catarina	Acequia Blanca	Rincón Ojo de Agua
Solana ( San Juan )	Asociación de Colonos Santa Catarina	Juriquilla	Versollilla
Solana Trojes	San Isidro Buenavista	Colonia Gobernantes (Pueblo J)	Puerto de Aguirre
La Solana Sección Sureste	Montenegro	Jurica Pueblo	Estacada
Zona Oriente la Solana	Zona Oriente de Montenegro	Punta Juriquilla	Pintillo
La Nopalera	Tlacote El Alto	Racho Largo	Pinto
Colonia las Mariposas	Tlacote El Bajo	Nuevo Juriquilla	Las Lajitas (El Marqués)
Alta Vista Juriquilla	Sn.Francisco La Palma	Residencial Caletto	Pie de Gallo
Sn.José Buenavista (Solanita)	Santo Niño de Praga	Col. Universidades	Los Jiménez
La Monja	El Zapote (Santa María del Zapote)	San Pedrito El Alto (Obraje)	Familia Velázquez Jimenez
Loma del Chino	El Zapote	CERESO del Estado	Estancia de La Rochera
Estancia de Palo Dulce	Mompaní	San Jose el Alto	La Carbonera
La Cañada (de la Monja)	La Mesita de Mompaní	San José El Alto Zona I	Llano de La Rochera
La Barreta	El Nabo	San José El Alto Zona II	Presita de San Antonio
Charape la Joya	El Pozo (El Marqués)	San José El Alto Zona III	El Herrero
La Joya	Purísima	San José El Alto Zona IV	Puerta de Santiaguillo
Palo Alto	Ejido Bolaños	San José El Alto Zona V	El Pie
La Gotera	Ejido Laborcilla (El Marqués)	San José El Alto Zona X	Tinaja de la Estancia
Palma de Mallorca	Misión de Concá	San José El Alto Zona XI	San José de La Tinaja
Jofrito	Casa Blanca	La Ladera	La Purísima
Ejido Jofrito	Cerro Colorado	San José El Alto Zona Sureste	Tránsito
Jofre	San Isidro El Viejo	Dolores (El Marqués)	El Patol
La Luz	San Miguelito	Zona Conurbada de Querétaro	Cerro Prieto
Presa de Becerra	Sección Sur de San Miguelito	San Isidro El Alto	Buenavista



**TABLA 3.8. Volumen (m<sup>3</sup>) suministrado el municipio de Huimilpan 2012.**

VOLUMEN M3 SUMUNISTRADO HUIMILPAN 2012													
ADMINISTRACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
HUIMILPAN	143,895	118,774	162,108	159,615	175,080	137,681	148,727	149,645	141,875	143,957	148,918	152,889	1,783,164

**TABLA 3.9. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio de Huimilpan 2012.**

LOCALIDADES ABASTECIDAS POR LA CEA 2012		
La Haciendita	Rancho el Pajarito	San Judas
Huimilpan (La Ceja)	Rancho El Pinturero	Ejido El Granjeno
La Ceja	El Rosario (El Sauz)	El Centenario
El Rincón	La Luz (Michoacán)	El Milagro
San Francisco Neverías Norte	San Pedrito (San Pedro Sur)	Carranza
San Francisco Neverías Sur	San Pedro Norte	El Garruñal
Pío XII	Salitrillo	El Zorrillo
Huimilpan (R. Barrio Alto)	Capula	El Vegil
El Salto, Cabecera Mpal.	San Ignacio (Zona Baja)	Ceja de Bravo
Las Monjas	San Ignacio (Zona Alta)	Buenavista
La Cuesta	Tepuzas Uno	El Sauz
El Salto de la Cantera	Huitrón	La Mesita Lagunillas
Piedras Lisas	El Peral	El Fresno
Ceja (Pedro Escobedo)	La Peña	Paniagua
Apapátaro	La Nueva Joya	Familia Cornejo García
La Bomba	La Presita (Palo Blanco)	La Noria
Rancho Los Betos	Lagunillas	La Magueyada
Los Cues	Bimbalete	Los Bordos

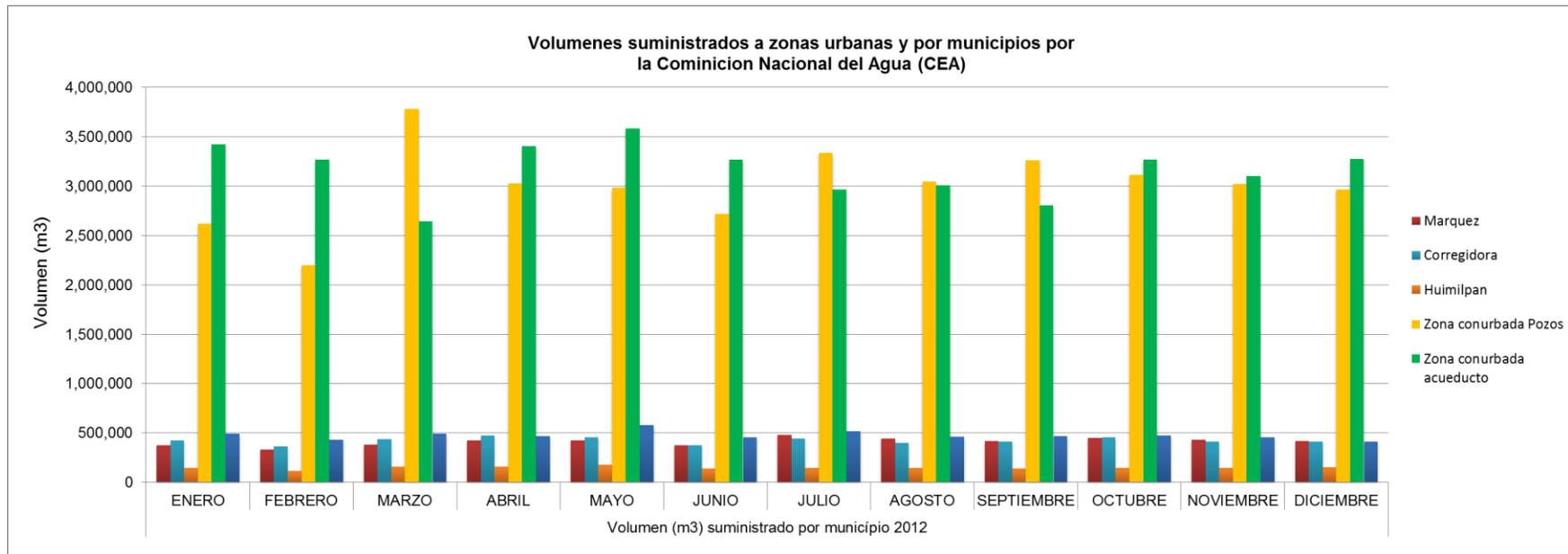


**TABLA 3.10. Volumen (m³) suministrado el municipio de Corregidora 2012.**

VOLUMEN (M3) SUMINISTRADO CORREGIDORA 2012													
ADMINISTRACIÓN	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
CORREGIDORA	422,945	360,716	438,983	473,569	458,691	377,056	446,113	401,634	411,542	455,835	410,251	411,057	5,068,392

**TABLA 3.11. Localidades abastecidas por la CEA, Municipio de Corregidora 2012.**

LOCALIDADES ABASTECIDAS POR CEA 2012			
Desarrollo Hidalgo	Pita	Residencial Las Fuentes	Charco Blanco
Emiliano Zapata	Purísima de la Cueva	Santa Barbara	El Jaral
Ejido El Retablo	Bravo	Sección	Arroyo Hondo
Industrial El Pueblito	San Rafael	Pozo Uno (Familia Castillo Mendo	El Progres
La Cienega	La Poza	San Francisco (Familia Avila)	Real del Bosque
Las Flores	Presa de Bravo	Privada Tierras Negras	San Francisco
Las Palomas	Puerta de San Rafael	20 de Enero	Las Condes
Las Trojes	San Miguelito	21 de Marzo	Rancho La Pichona
Los Callejones	Taponas Corregidora	Amanecer Balvanera	El Ranchito
Los Frailes	Las Taponas Huimilpan	Colinas de Balvanera	Purísima de San Rafael
Los Nogales	Casa (Granja)	Colinas del Sur	Pueblito Colonial
Los Pirules	EAS (Centro de Capacitación)	El Milagrito	Pueblito Colonial II
Maravillas	Ejido San Isidro (Loma de San Isid	Jardines de la Negreta	Valle de Aragon
Panorama	La princesa (Granja)	La Negreta	Valle de Santiago
Piramides	Rancho San Isidro	Los Reyes	Paseos del Bosque
El Pueblito	Rancho el Huerto	Lourdes	Santuarios del Cerrito
Misión San Juan	Praderas de los Angeles	Luis Donald Colosio	El Calichar
Noviciado Marianista	Misión San José	Mision	Joaquín Herrera (La Cueva)



**GRÁFICA 3.1. Volúmenes Suministrados a zonas urbanas y por municipios por la Comisión Estatal del Agua (CEA) en Querétaro.**

Es de mencionar que las principales zonas a suministrar agua se encuentran en la zona conurbada con hasta 3,700.000 m<sup>3</sup>/mes



### 3.2.4 Información de los suministros de agua agrícola

Además de la información de demandas urbanas, para el caso simplificado de este trabajo, es necesario contar con los volúmenes de agua neta suministrados en la zona agrícola, debido a que como se mencionó en la introducción, un sistema de explotación del recurso hídrico, involucra las demandas y suministros de agua principales en la cuenca de estudio. Si bien el énfasis en este trabajo es la zona urbana, es necesario contar con los volúmenes de agua agrícola para la simulación de los esquemas, con lo anterior el modelo SimWin realiza la calibración mediante. La ecuación de balance de masa, buscando resultados más acercados a la realidad.

Con lo anterior se dio a la tarea de recolectar la información, dichos volúmenes se presentan en las tablas siguientes. Esta información fue proporcionada por la Comisión Nacional de Agua (CONAGUA) en la cual se muestran los volúmenes ( $m^3$ ) suministrados mensuales para el año 2012 y está dividida por los municipios que forman parte de la cuenca de estudio como son los municipios de Querétaro, El Marqués, Corregidora y Huimilpan.

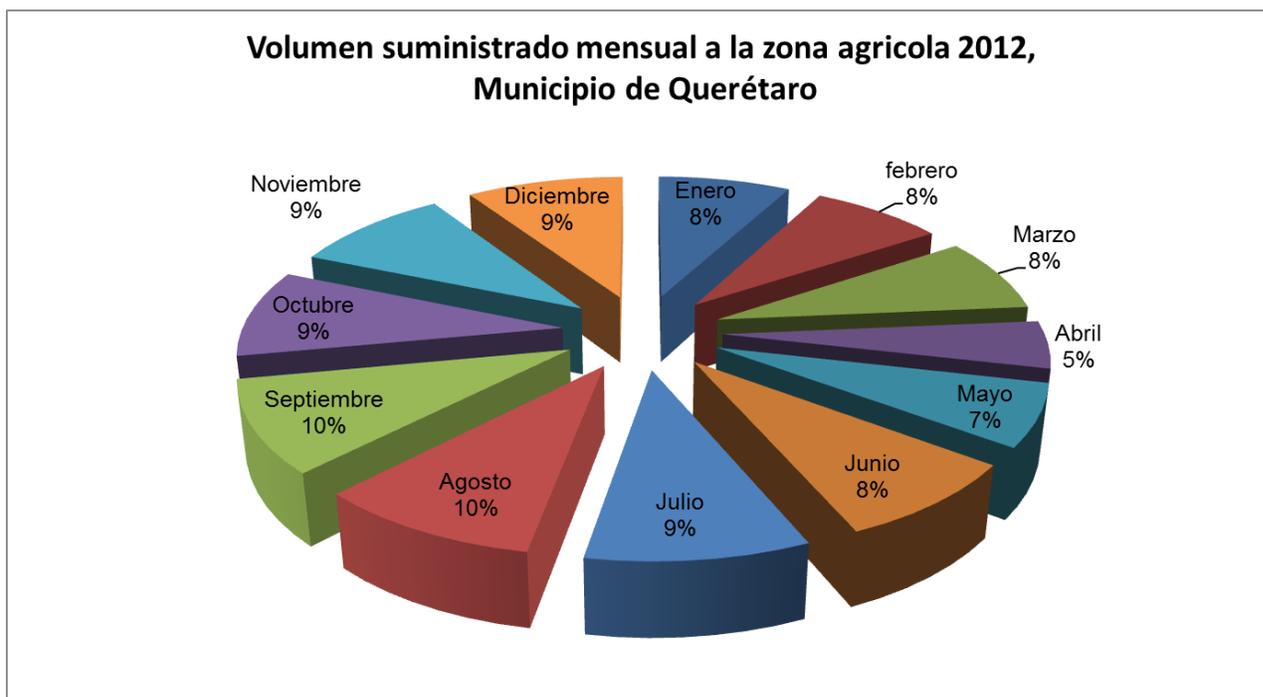
Lo anterior según las políticas de agua (concesiones) utilizadas o definidas por las instituciones gubernamentales



**TABLA 3.12. Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012.**

**Municipio de Querétaro.**

Querétaro	
Meses	Volumen Suministrado (Hm3)
Enero	14.645
Febrero	14.645
Marzo	14.645
Abril	9.302
Mayo	12.187
Junio	15.623
Julio	17.376
Agosto	17.740
Septiembre	18.024
Octubre	17.260
Noviembre	17.461
Diciembre	17.383



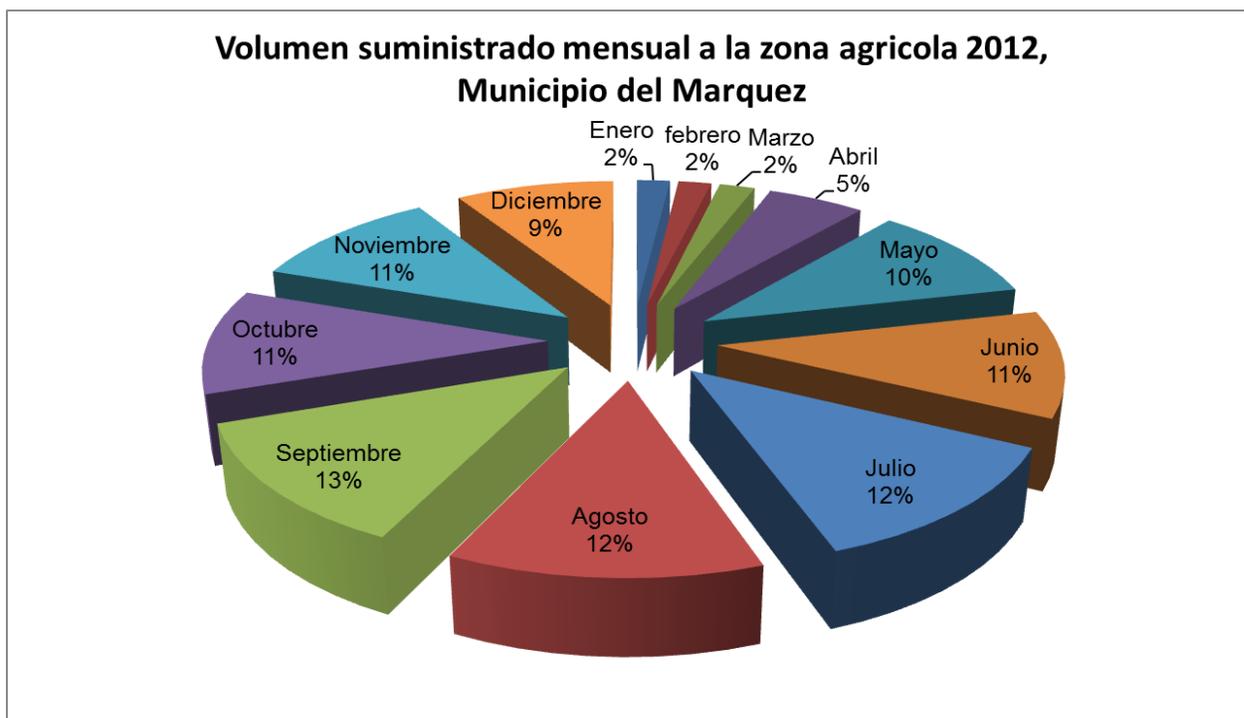
**GRÁFICA 3.2. Gráfica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio de Querétaro.**



**TABLA 3.13. Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012.**

**Municipio El Marqués.**

El Marquez	
Meses	Volumen Suministrado (Hm3)
Enero	18.347
Febrero	18.347
Marzo	19.648
Abril	53.898
Mayo	101.175
Junio	107.631
Julio	122.269
Agosto	122.467
Septiembre	124.006
Octubre	106.013
Noviembre	106.013
Diciembre	87.899



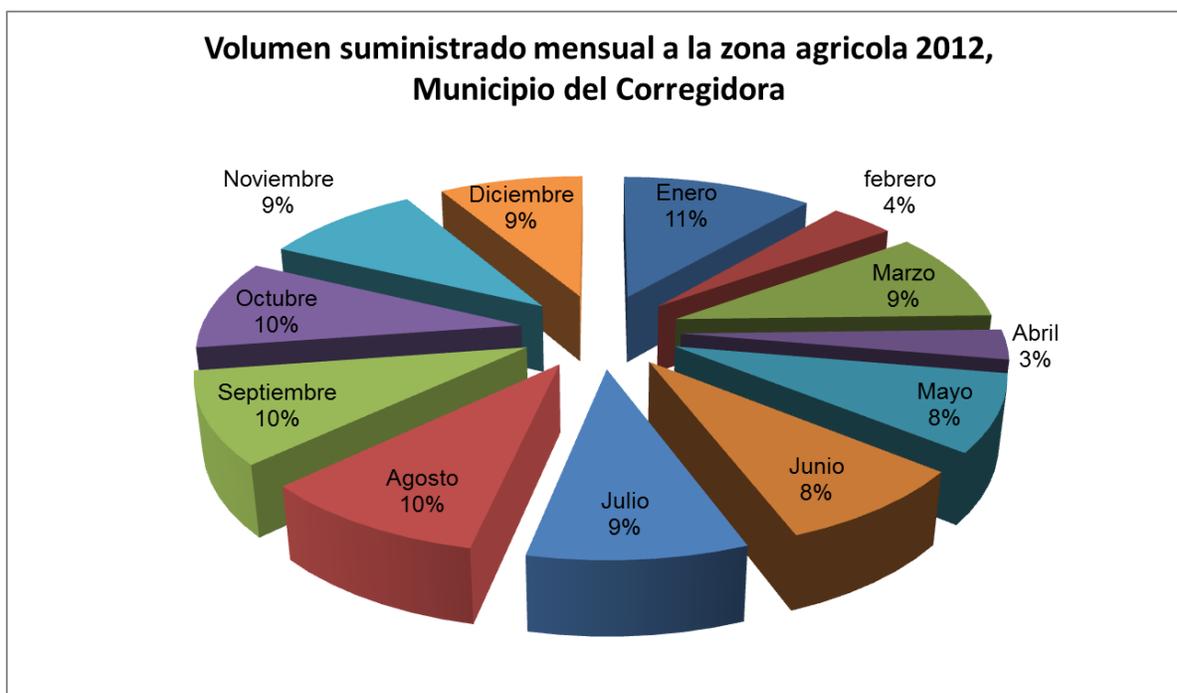
**GRÁFICA 3.3. Gráfica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio del Marqués.**



**TABLA 3.14. Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012.**

**Municipio Corregidora.**

Corregidora	
Meses	Volumen Suministrado (Hm3)
Enero	8.989
Febrero	3.008
Marzo	7.517
Abril	2.508
Mayo	6.413
Junio	6.679
Julio	7.241
Agosto	7.667
Septiembre	7.667
Octubre	7.544
Noviembre	7.396
Diciembre	6.786



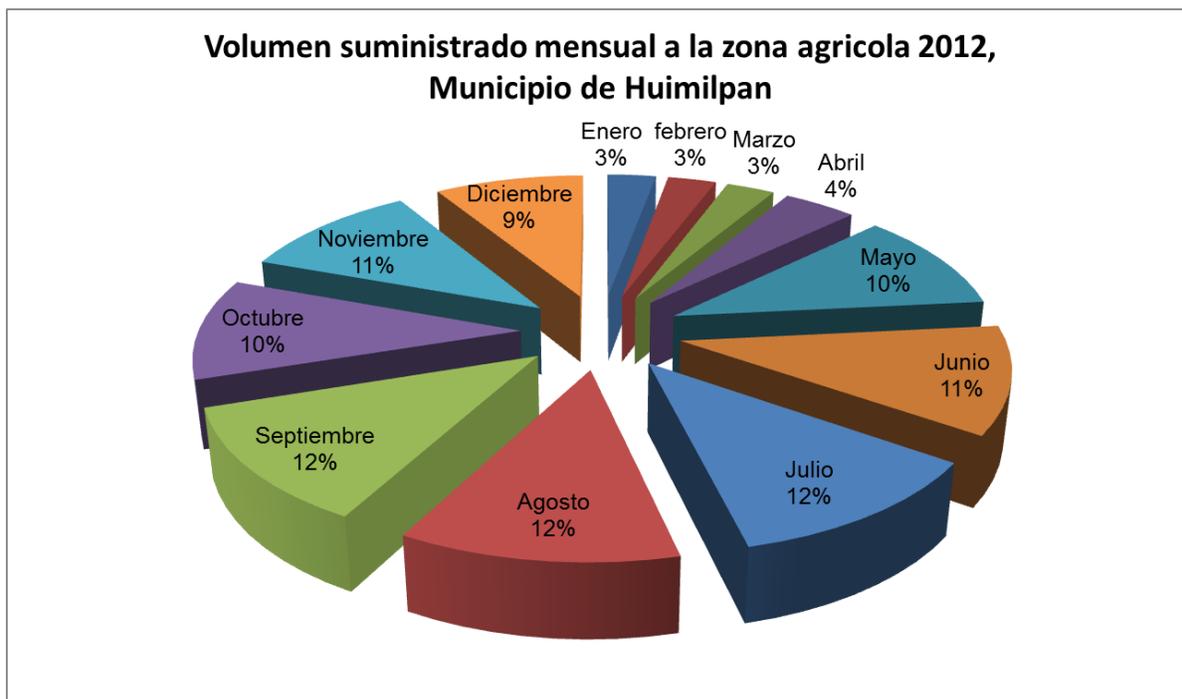
**GRÁFICA 3.4. Gráfica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio Corregidora.**



**TABLA 3.15. Tabla Volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012.**

**Municipio Huimilpan.**

Huimilpan	
Meses	Volumen Suministrado (Hm3)
Enero	3.520
Febrero	3.520
Marzo	3.502
Abril	5.303
Mayo	12.912
Junio	13.787
Julio	14.292
Agosto	14.292
Septiembre	14.786
Octubre	13.056
Noviembre	13.056
Diciembre	10.819



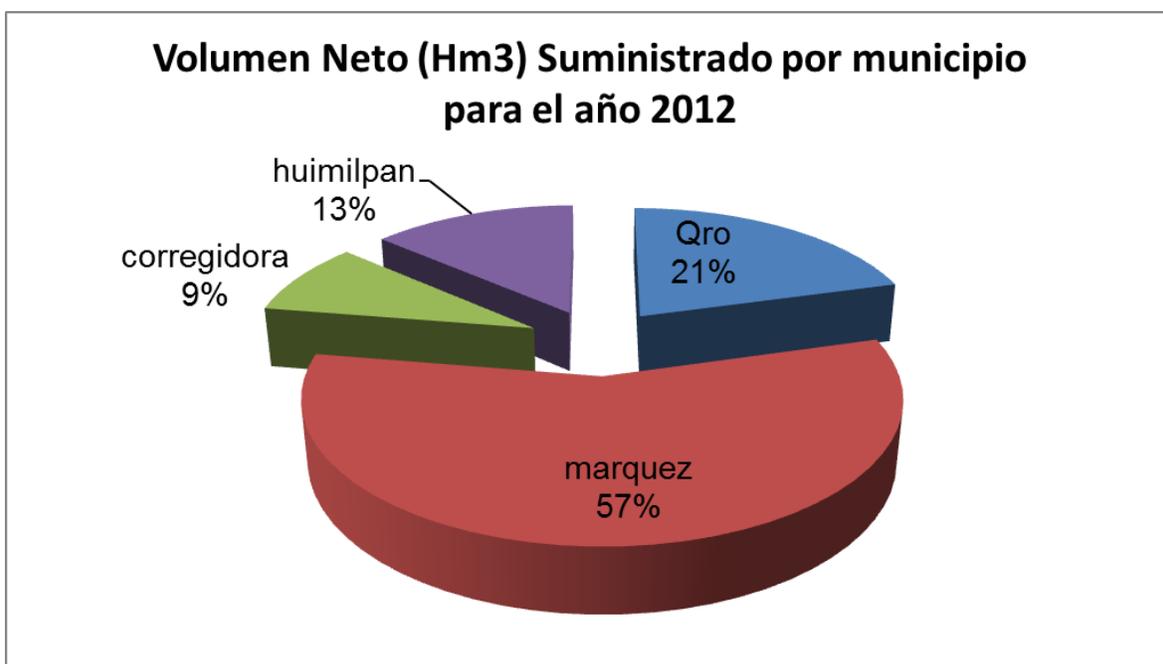
**GRÁFICA 3.5. Grafica de pastel de volúmenes suministrado mensual zona agrícola 2012. Municipio Huimilpan.**



**TABLA 3.16. Volúmenes suministrado anuales zona agrícola 2012.**

**Cuenca del Río Querétaro.**

Municipios	Volumen Anual (Hm3)
Qro	186.29
marquez	512.45
corregidora	79.42
huimilpan	122.84



**GRÁFICA 3.6. Grafica de pastel de los volúmenes suministrado anuales zona agrícola 2012.Cuenca del Río Querétaro**



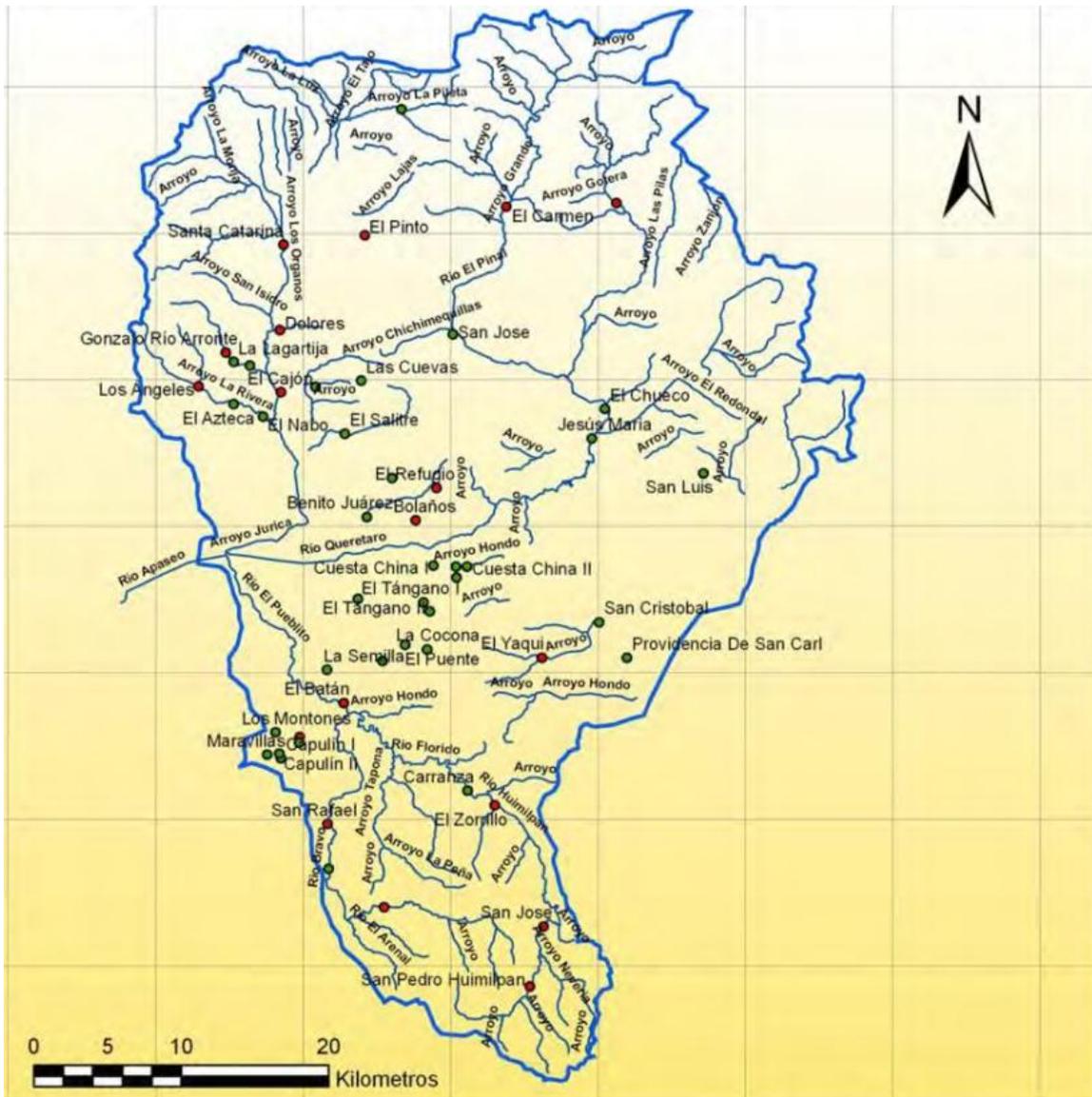
### 3.2.5 Información de infraestructura hidráulica

La información de las obras hidráulicas de control de avenidas y almacenamientos fue recolectada de las diferentes dependencias que se han responsabilizado en el manejo, operación y conservación de las mismas obras para el control de lluvias. Los Apartados siguientes muestran la información de dichas infraestructuras, como son los volúmenes de almacenamiento de presas y bordos, además de las Curvas Elevaciones- Áreas y Capacidades. (CEAC, en adelante) que son datos de entrada necesarios para la simulación de SimWin.

#### 3.2.5.1. Volúmenes de almacenamiento en presas y bordos

Mediante el estudio del Plan Maestro Pluvial de la ciudad de Querétaro y zona conurbada 2009, se tiene una gran base de datos con la información de bordos y presas. En la TABLA 3.17 se presentan una serie de estructuras de almacenamiento de las cuales se considera que las 52 obras presentadas, tienen como función principal regular los escurrimientos generados durante el temporal de lluvias. Entre estas obras se encuentran las presas: El Batán, Ceja de Bravo, San Rafael, El Carmen, El Zorrillo, Santa Catarina, Los Pirules, Jesús María, El Cajón y El Salitre, entre otras.

La distribución espacial de dichas obras se observa en la FIGURA 3.8 y en la TABLA 3.17 se muestran las obras hidráulicas (Presas y Bordos) junto con sus nombres y capacidades de almacenamiento nivel de agua máximo ordinario (NAMO) que servirán como input ,necesarios para la simulación en los esquemas



**FIGURA 3.8. Ubicación de presas, bordos, ríos y arroyos principales en la cuenca del río Querétaro. (Fuente: Plan Maestro Pluvial de la ciudad de Querétaro y zona conurbada 2009)**



**TABLA 3.17. Tipo de obras, Nombre de obra y capacidad al NAMO en m<sup>3</sup> de la infraestructura hidráulica dentro de la cuenca del río Querétaro. (Plan Maestro Pluvial de la ciudad de Querétaro y zona conurbada, 2009).**

No.	Tipo de obra	Nombre	Capacidad (m3)
1	Bordo	Benito Juárez	104,588.00
2	Presa	El Cajón	1,306,985.00
3	Bordo	El Salitre	1,236,850.00
4	Presa	Gonzalo Río Arronte	714,598.00
5	Presa	El Refugio	87,355.00
6	Bordo	El Nabo	290,000.00
7	Presa	El Pinto	220,000.00
8	Presa	Bolaños	140,000.00
9	Bordo	Las Cuevas	218,427.00
10	Bordo	Los Cajones	204,704.00
11	Presa	Dolores	-
12	Presa	Santa Catarina	2,774,415.00
13	Bordo	El Azteca	-
14	Presa	San José	-
15	Bordo	El Pasamanos	-
16	Bordo	La Lagartija	-
17	Bordo	La Versolilla	-
18	Presa	Los Ángeles	303,103.00
19	Presa	El Batán	8,647,811.00
20	Bordo	San Miguelito	42,316.00
21	Bordo	La Semilla	59,500.00
22	Bordo	El Puente	270,000.00
23	Bordo	La Cocona	165,742.00
24	Presa	Joaquín Herrera	-
25	Bordo	Los Rivera	-
26	Bordo	Capulín I	15,000.00
27	Bordo	Capulín II	12,000.00
28	Bordo	La Quebradora	60,000.00
29	Bordo	Los Montones	4,000.00
30	Bordo	Maravillas	40,000.00
31	Presa	Ceja De Bravo	5,250,000.00
32	Presa	El Zorrillo	3,500,000.00
33	Bordo	San José El Alto	830,000.00
34	Presa	San Pedro Huimilpan	-
35	Presa	San Rafael	4,200,000.00
36	Bordo	Carranza	-
37	Bordo	Cuesta China I	84,000.00
38	Bordo	Jesús María	1,929,154.00
39	Bordo	Reforma Agraria	84,648.00
40	Bordo	Cuesta China II	205,000.00
41	Bordo	El Tángano I	130,000.00
42	Bordo	El Tángano II	130,000.00
43	Bordo	Cuesta China III	-
44	Bordo	Cuesta China IV	-
45	Presa	El Carmen	3,700,000.00
46	Presa	Los Pirules	2,400,000.00
47	Bordo	El Chueco	-
48	Presa	El Yaqui	-
49	Bordo	Providencia De San Carlos	-
50	Bordo	San Cristóbal	-
51	Bordo	San José	820,000.00
52	Bordo	San Luis	-



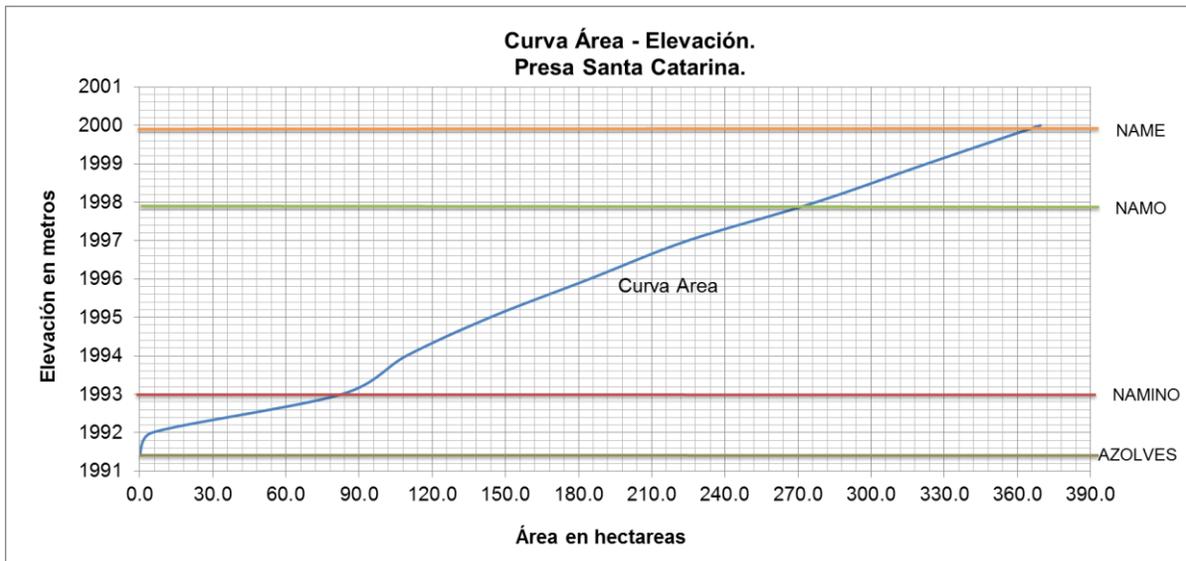


### 3.2.5.2 Curvas Elevaciones- Áreas y Capacidades de presas y bordos.

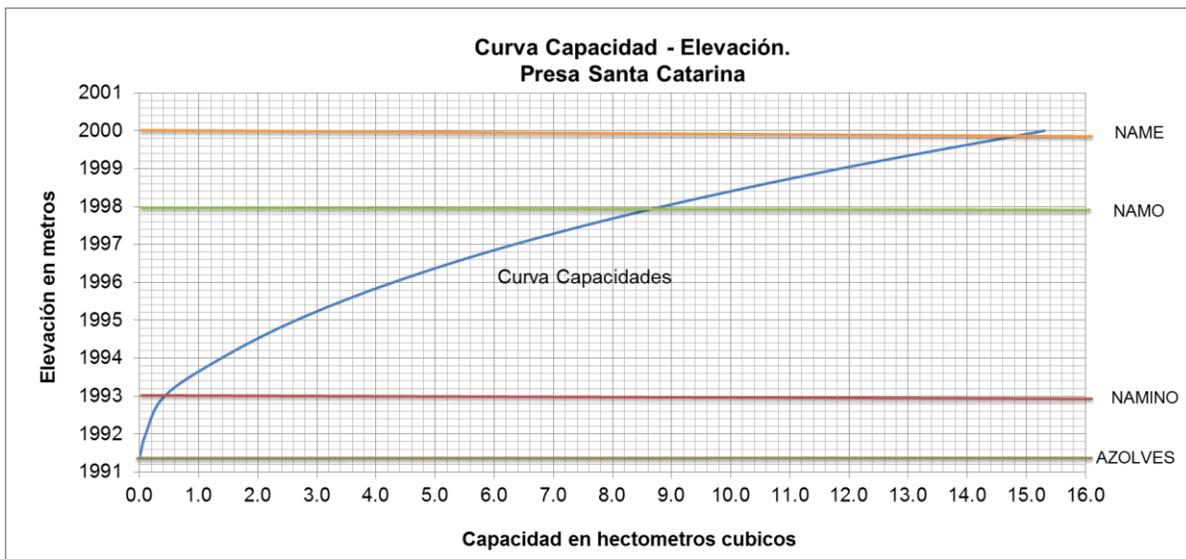
En este apartado se muestran como ejemplo, los datos tabulados de áreas y volúmenes con respecto a su elevación, de las presas y bordos utilizados en los esquemas. Los cuales graficados crean las CEAC. Con lo anterior se presenta la TABLA 3.18 perteneciente a la presa Santa Catarina y sus graficas de áreas y volúmenes respectivamente, Ver GRÁFICA 3.7 y 3.8

**TABLA 3.18. Tabla Valores de Elevación, Área y Capacidad para la presa Santa Catarina.**

Estructura de control	Presa Santa Catarina		
	Elevación	Área	Volúmen
	(m)	(ha)	(hm3)
Azolves	1991.4	0.000	0.000
	1992	5.000	0.100
Namino	1993	82.779	0.416
	1994	109.343	1.377
	1995	143.637	2.642
	1996	184.455	4.282
	1997	224.852	6.329
Namo	1998	277.442	8.840
	1999	322.878	11.842
Name	2000	369.443	15.304



**GRÁFICA 3.7. Curva -Área-Elevación de la presa Santa Catarina.**



**GRÁFICA 3.8. Curva Capacidad Elevación de la presa Santa Catarina.**

Cabe mencionar que dichos datos de la CEAC fueron proporcionados por un estudio realizado recientemente por la Universidad Autónoma de Querétaro en



el posgrado de Recursos hídricos y ambiental mismo donde se desarrolló este trabajo.

Las tablas restantes de CEAC de las presas y bordos utilizados en los esquemas se presentan en el apartado Apéndice B para su consulta.

Debido a que no toda la información necesaria para la corrida en el simulador SimWin fue proporcionada (por las distintas instituciones), hubo necesidad de generarla,

Por lo tanto en el apartado 3.4, se recurrió a herramientas y métodos estadísticos para calcular el volumen mensual de agua entrante en presas y bordos.

### **3.2.6 Verificación y análisis de la información.**

Para realizar este estudio de la cuenca del Rio Querétaro se tuvo la necesidad de validar toda la información recolectada y calculada como fueron datos hidrológicos de volúmenes de cuerpos de agua (bordos y presas), características topográficas (capas de uso de suelo y vegetación) disponibles en las diferentes dependencias del sector agua tales como CONAGUA, CEA, Direcciones de Obras Públicas de los municipios de Querétaro, Corregidora, El Marqués y Huimilpan. Una vez validada la información disponible, se utilizó en posteriores etapas de los procesos



### 3.3 Delimitación del área de estudio.

Es importante considerar en primera instancia los límites de la zona bajo estudio y recolectar la información y/o cálculos hidrológicos, con el fin de obtener los datos básicos que sirven como entrada (inputs) al simulador SimWin, como son el caso de las aportaciones en los vasos.

A falta de información suficiente para el simulador (Como se mencionó en el apartado 3.2.5) como información de infraestructura hidráulica. A continuación, se detalla cómo se procedió a delimitar la cuenca y a su vez las áreas de influencia para la captación de lluvia por presa y embalse, esto ayudará a obtener las aportaciones que tienen las presas y embalses mensualmente. El cálculo para obtener los volúmenes mensuales se explica a detalle en el apartado 3.4.

#### 3.3.1 Delimitación de la cuenca del Rio Querétaro.

Para la delimitación de la cuenca del río Querétaro se obtuvo información geográfica de la zona de estudio necesaria para la corrida y delimitación en el programa ArcMap con su extensión HEC GEO-HMS, dicha información corresponde a datos hidrológicos (Red hidrográfica) y hidráulicos (Presas y embalses) ambos geo referenciados, así como la región hidrológica a la que pertenece y a su vez con sus sub-cuencas, sus redes hidrológicas, manchas urbanas, zonas de riego etc. Cual se obtuvo de las instituciones gubernamentales como son INEGI y CONABIO en su apartado Geoportal. (<http://www.conagua.gob.mx/>)

Para la delimitación de la cuenca fue directamente descargado el MDE (FIGURA 3.11) de la fuente de internet <http://www.inegi.org.mx> del apartado continuo elevaciones mexicano.

Lo anterior ingresando las coordenadas obtenidas TABLA 3.19 de la plataforma de trabajo de ArcMap, tomando 4 esquinas aproximadas que



envuelvan la zona de estudio, para este trabajo se tomó de referencia la cuenca del rio laja encimada con la red hidrográfica de INEGI, obteniendo las coordenadas geográficas siguientes:

**TABLA 3.19. Coordenadas de proyección obtenidas de la plataforma ArcMap.**

Coordenadas		
a)	X=-100.623	Y=20.933
b)	X=-100.064	Y=20.94
c)	X=-100.617	Y=20.229
d)	X=-100.058	Y=20.231

Una vez obtenida las coordenadas se ingresan en el apartado continuo elevaciones FIGURA 3.10 para obtener el Modelo digital de elevaciones que se utilizara para la delimitación de la zona de estudio.

Opción 1.- Seleccione los extremos en coordenadas geográficas [1] del MDE que desea descargar [2]:

al Norte:  °  ' 0"

al Oeste:  °  ' 0"

al Sur:  °  ' 0"

al Este:  °  ' 0"

[1] Las coordenadas se expresan en latitud norte y longitud oeste

[2] Por consideraciones de tiempo de procesamiento, esta opción no permite la descarga del CEM completo sino de porciones del mismo de hasta dos grados de superficie (malla con 25'920,000 puntos)

**FIGURA 3.10. Apartado continuo elevaciones, para la obtención del MDE.**

Obteniendo nuestro Modelo digital de elevaciones FIGURA 3.11



**FIGURA 3.11. Modelo Digital de Elevación utilizado para la delimitación del área de estudio.**

Mediante el MDE obtenido se prosigue a utilizar la extensión HEC-GEO HMS con el terrain processing (procesamiento de terreno) de ArcMap para delimitar la cuenca.

El sub-menú *procesamiento de terreno* marca el primer paso en el desarrollo de un proyecto. En este paso, un modelo de terreno se utiliza como una entrada para derivar ocho conjuntos de datos adicionales que describen colectivamente el patrón de drenaje de la cuenca y permite el flujo y delimitación de sub-cuencas.

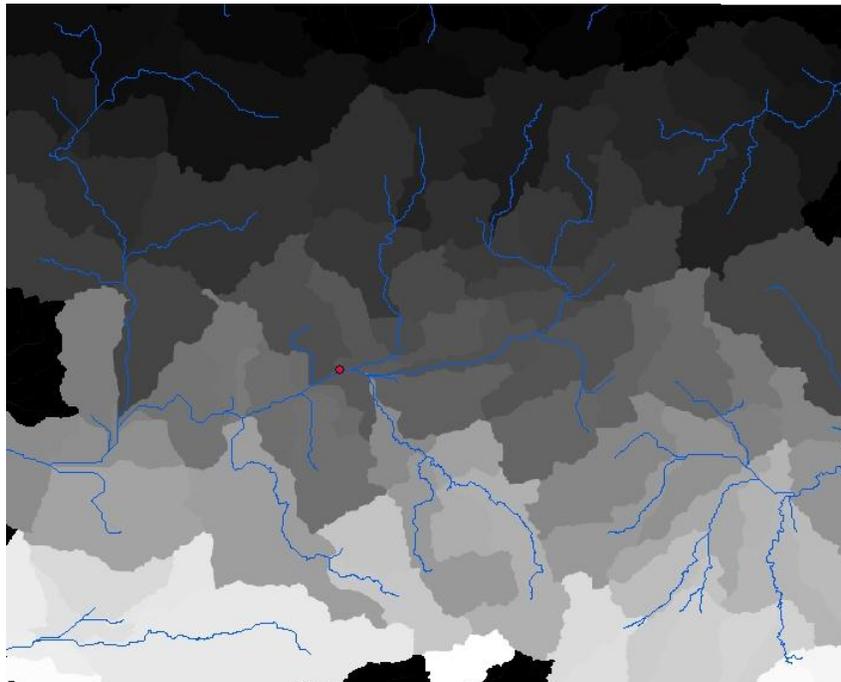
Los primeros cinco conjuntos de datos corresponden a las capas de red que representan la dirección del flujo, acumulación de flujo, red de arroyos, la segmentación del arroyo, y la delimitación de cuencas. Los siguientes dos conjuntos de datos son las capas vectoriales de las cuencas y arroyos. El último conjunto de datos, las cuencas agregados, se utiliza principalmente para mejorar el rendimiento en la delineación de las cuencas.



El procedimiento para el procesamiento del terreno es el siguiente:

- 1.-Flow dirección: te busca la celda con el valor más baja en ocho celdas adyacentes.
- 2.-Flow accumulation: crea secciones del rio y dibuja el cauce según el número de acumulación de agua.
- 3.-Stream direction: afina un orden de corriente que depende de la escala por default es de 500 pixeles.
- 4.-Stream segmentation: divide los ríos en segmentos debido a la acumulación de agua.
- 5.-Cathcment grid delineation: la malla de captación delimitada crea pequeñas subcuencas conforme a la ramificación de los ríos.
- 6.-Catchment polygon proccesing: convierte las subcuencas en polígonos con formato metadatabase.
- 7.-Drainageline: dibuja la línea de ríos principales y los convierte en archivos de tipo shape los segmentos de cada río.
- 8.-Adjoing catchment proccesing: Crea grandes polígonos uniendo las subcuencas con base en el drenaje de los ríos.

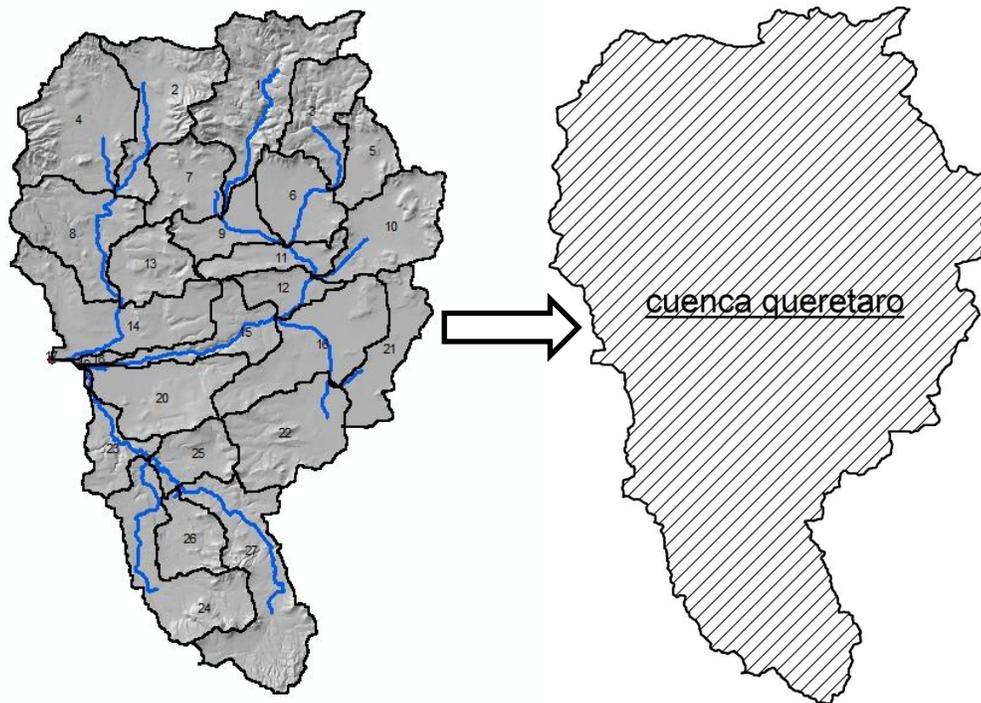
De acuerdo al procedimiento enumerado en el párrafo anterior, se obtienen las micro-cuencas junto con sus ríos, ver FIGURA 3.12.



**FIGURA 3.12. Capa con red de arroyos, dirección del flujo, la segmentación del arroyo y la delimitación de micro-cuencas en base a la red de flujo.**

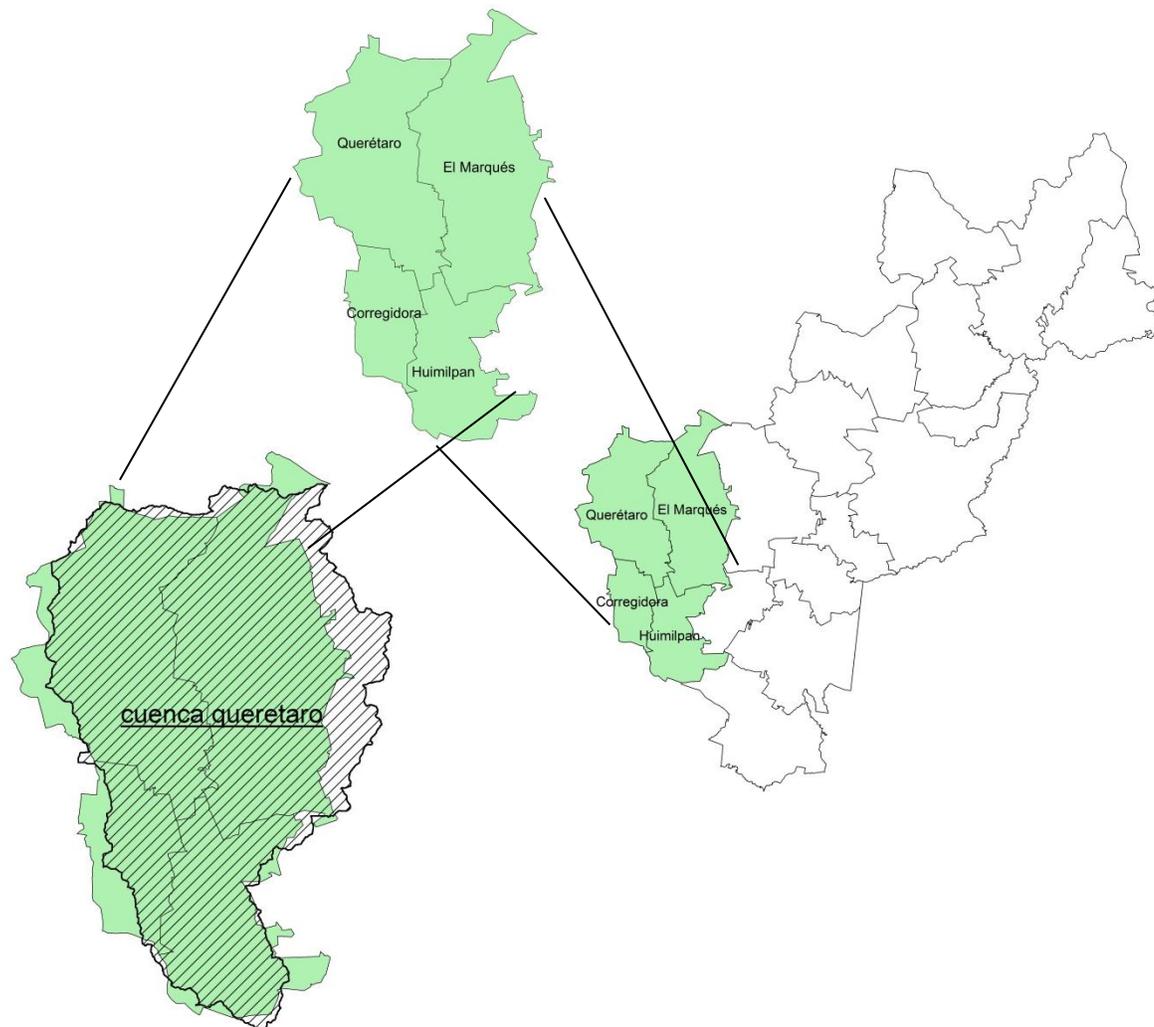
Una vez obtenido el drenaje de la cuenca y sus sub-cuencas, se coloca un punto de salida tomando en cuenta los límites estatales y región hidrológica, para delimitar la zona de estudio. Automáticamente la extensión HEC GEO-HMS genera una capa de proyecto nueva, en la cual contiene los shape y polígonos creados en el *trarrain processing*, donde se enlazaron con el punto de salida del drenaje de la cuenca.

Finalmente se crea un polígono que contiene a su vez 27 micro-cuencas (FIGURA 3.13) creadas en base a cada tramo de río, que contribuyen en la delimitación de la cuenca del río Querétaro que toma en cuenta, la dirección del flujo, el área de captación de la sub-cuencas, red de arroyos y el punto de salida.



**FIGURA 3.13. Polígono de la cuenca con 27 micro-cuencas creadas en base al tramo de cada rio y su polígono general (Zona de estudio)**

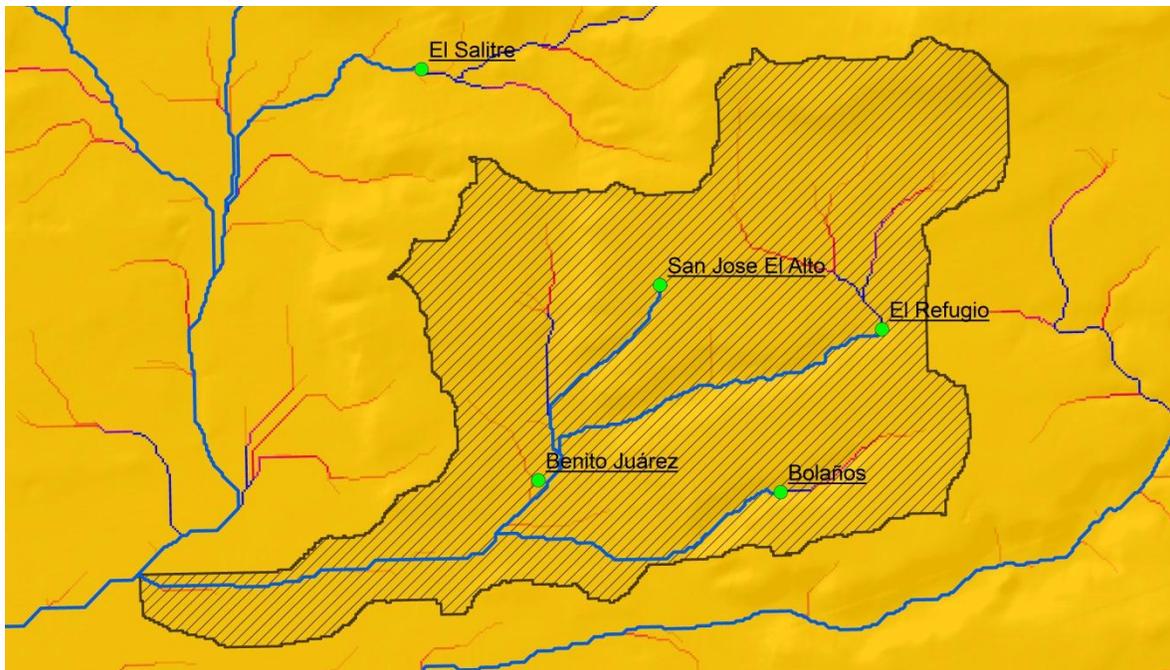
La zona de estudio abarca principalmente los municipios de Querétaro, Corregidora, Marqués y Huimilpan. Tal como se muestra en la FIGURA 3.14 corroborando con esto que nuestra zona de estudio se encuentra dentro de los límites estatales.



**FIGURA 3.14. Ubicación de los municipios a los cuales abarca la cuenca del Río Querétaro.**

### 3.3.2 Delimitación de áreas tributarias

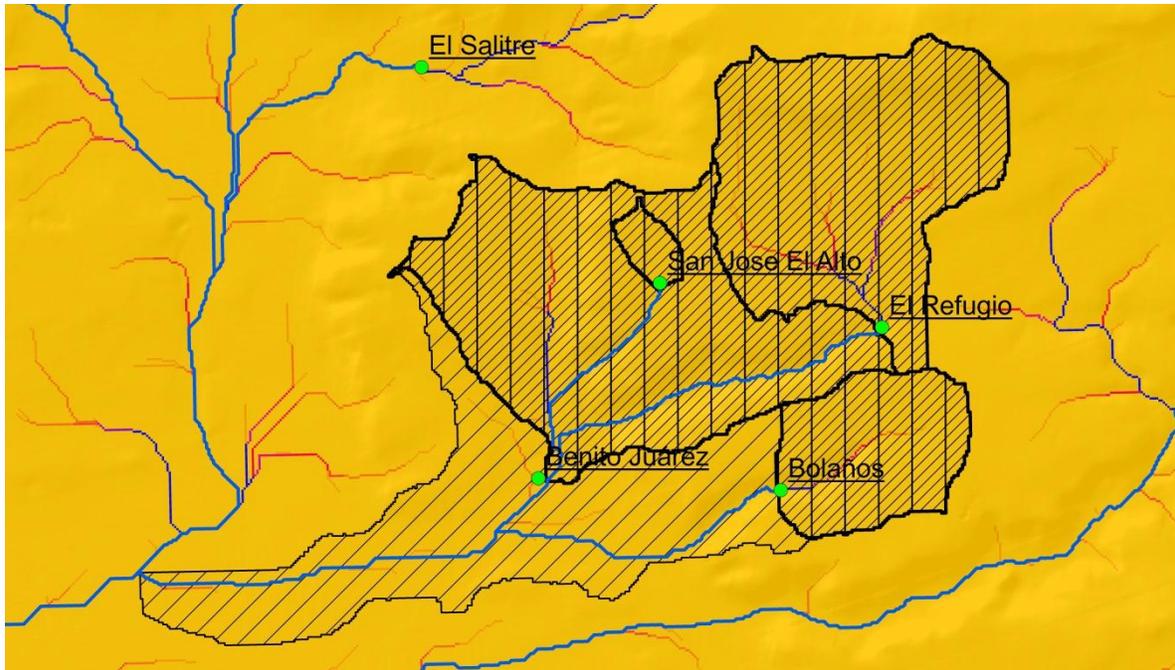
A manera de ejemplo se toma la FIGURA 3.15 para explicar cómo se crearon las áreas de influencia para cada presa y bordo utilizado la subdivisión de cuencas de HEC – GEOHMS. Que, posteriormente que ayudará al cálculo de los escurrimientos y obtener los volúmenes mensuales de entrada a vasos, (ver apartado 3.4)



**FIGURA 3.15. Micro cuenca creada con HEC-GEOHMS, que contiene en su área 2 presas y 2 bordos.**

Una vez creadas las micro-cuencas (FIGURA 3.13), estas a su vez fueron sub divididas mediante el sub-menú *Subbasin Divide* (división de sub-cuencas) de HEC-GEOHMS que permite poner un nuevo punto de salida sobre el raster de la red de ríos creada. En este trabajo las obras hidráulicas (presas y bordos) son los puntos de salida, creando nuevas áreas de aportación de lluvia para cada uno de los puntos respectivamente.

En la FIGURA 3.15 toman de referencia las obras presa bolaños, presa el refugio, bordo Benito Juárez y bordo San José el alto.



**FIGURA 3.16. Micro-cuenca sub dividida creando nuevas áreas para cada punto de salida.**

De esta manera tenemos el área de influencia que aportará la lluvia para cada presa y bordo.



### **3.4 Calculo de volúmenes mensuales en presas y bordos.**

Un Sistema de Explotación Recursos Hídricos es un sistema interconectado o no, inmerso en la cuenca hidrográfica, del cual se aprovecha el recurso hídrico para diferentes fines. Por esta razón es necesario obtener información de volúmenes anuales de escurrimiento en los cuerpos de agua principales (presas y embalses) en la zona bajo estudio. Como se mencionó anteriormente debido a la falta de información se utilizaron herramientas y métodos indirectos para determinar el volumen medio anual de escurrimiento natural en presas y bordos, así como sus respectivas áreas de influencia de lluvia, (Apartado 3.3)

Para obtener la lluvia (para calcular el escurrimiento mensual) se utilizaron las estaciones climatológicas ERIC III (Extractor Rápido de Información Climatológica).

Cabe mencionar que ERIC III contiene información del banco de datos histórico nacional del Servicio Meteorológico Nacional (SMN) de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Algunas estaciones tienen información desde 1900, aunque la mayoría de los datos (88.4%) corresponden al periodo de 1960 a 2007. Para algunas pocas estaciones se cuenta con información hasta 2008.

En los apartados siguientes se describen los diferentes métodos utilizados para la generación de la información faltante.

#### **3.4.1 Selección de estaciones climatológicas**

Se utilizó ArcMap, para seleccionar las estaciones climatológicas que tuvieran influencia en la cuenca, descartando estaciones que no operan y tomando aquellas que tuvieran registros mayores a 20 años y que además estén estratégicamente ubicadas dentro de la zona de estudio.



Del total de estaciones en operación encontradas en la zona bajo estudio se utilizaron tan solo 16 de acuerdo a las condiciones antes mencionadas. En TABLA 3.20 se observan las estaciones consideradas para el análisis de la cuenca del río Querétaro.

**TABLA 3.20 Estaciones climatológicas consideradas para el cálculo del volumen medio anual de escurrimiento.**

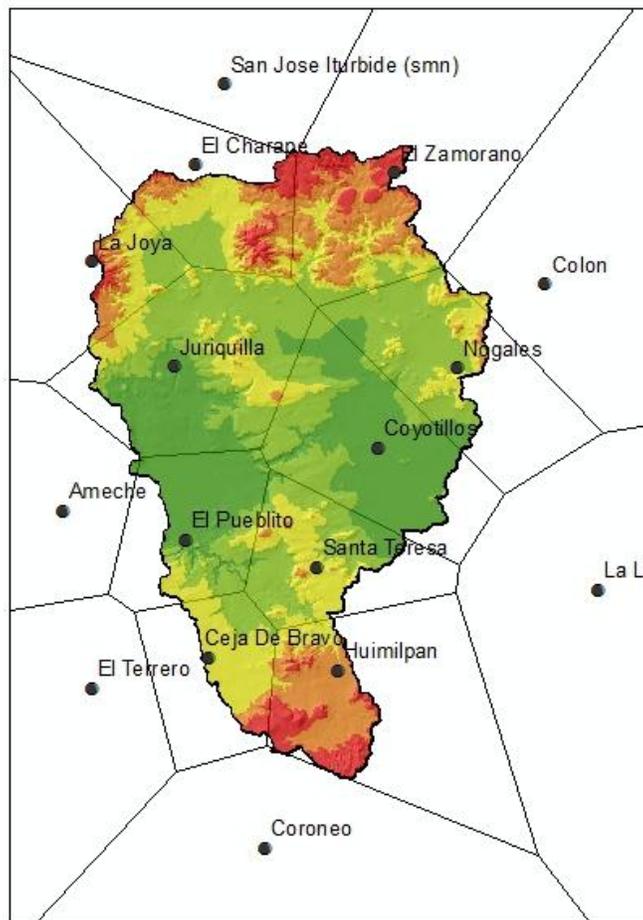
Nombre de Estación	ID de Estación climatológica	Número de años de registro.
El Charape	11144	27
San Jose Iturbide (smn)	11066	57
Coroneo	11012	44
Ameche	11105	33
El Terrero	11022	44
Colon	22026	28
Nogales	22046	22
El Zamorano	22049	24
La Joya	22041	28
Juriquilla	22045	24
Coyotillos	22043	23
Huimilpan	22029	30
Santa Teresa	22058	20
El Pueblito	22006	42
Ceja De Bravo	22050	21
La Llave	22042	25

### 3.4.2 Interpolación con Kriging simple.

Una vez obtenida las estaciones climatológicas para la cuenca del Río Querétaro, se procede a utilizar las láminas de lluvia mediante el método de interpolación kriging simple La descripción de los métodos se limita a los conceptos y expresiones básicas

Cabe mencionar que para este trabajo, en un principio se utilizaron los polígonos de Thiessen para calcular las aportaciones por micro cuencas. (FIGURA 3.17) utilizando como puntos las estaciones climatológicas para delimitar sus áreas de influencia en la cuenca, y que además sirvieron para saber de manera general a que estación climatológica pertenecían las presas y bordos.

Los polígonos de Thiessen son uno de los métodos de interpolación más simples, basado en la distancia euclidiana y se crean al unir los puntos entre trazando las mediatrices de los segmentos de unión, formando así los polígonos en base a esas intersecciones de mediatrices.



**FIGURA 3.17 Nombre y Ubicación de las estaciones climatológicas en la cuenca de acuerdo a los polígonos de Thiessen.**



Dado que este método de interpolación carece de bases físicas y se trata de trazos o límites imaginarios dentro de la cuenca, para este trabajo se procedió a utilizar el método de interpolación Kriging simple.

De manera adicional, se puede ver el cálculo de los volúmenes de agua (aportaciones) con los polígonos en Apéndice A al final de este trabajo

Kriging es uno de los métodos de interpolación espacial utilizados para la construcción de superficies tridimensionales a partir de nubes irregulares de puntos. Kriging es un método geoestadístico sofisticado que se basa en la premisa de que la variación espacial del fenómeno representado por los valores  $Z$  de la serie es estadísticamente homogénea a lo largo de la superficie. Su formulación matemática aplica un algoritmo de mínimos cuadrados utilizando variogramas como funciones de ponderación.

Por tanto, Kriging es apropiado para modelar con precisión datos que tengan un comportamiento uniforme en toda la zona considerada, y es inapropiado para modelar fenómenos que tengan rupturas importantes o grandes cambios abruptos. Existen varios procedimientos derivados del kriging convencional como son el universal kriging, Cokriging, blockkriging, ordinary kriging y simple kriging. Este último utilizado para este trabajo

El Kriging simple no es más que la simplificación del Kriging convencional, es el caso más simple del Kriging y la hipótesis básica es la estacionaridad junto con el hecho de que se asume que la media de la función aleatoria es conocida.



El método Kriging es similar al de IDW (Distancia inversa ponderada) en que pondera los valores medidos circundantes para calcular una predicción de una ubicación sin mediciones.

La fórmula general para ambos interpoladores se forma como una suma ponderada de los datos:

$$\hat{Z}(s_0) = \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(s_i)$$

Dónde:

$Z(s_i)$  = el valor medido en la ubicación  $i$

$\lambda_i$  = una ponderación desconocida para el valor medido en la ubicación  $i$

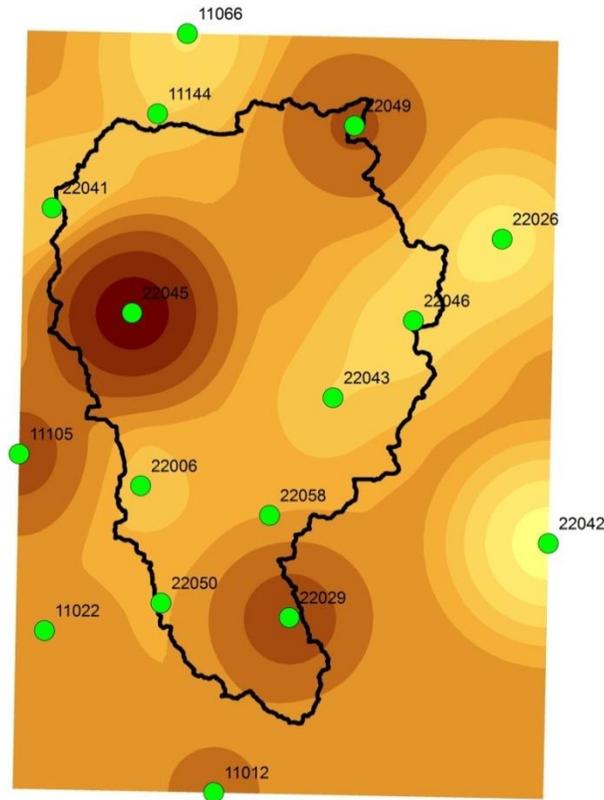
$s_0$  = la ubicación de la predicción

$N$  = la cantidad de valores medidos

Por la efectividad de este método de interpolación, para este trabajo la utilización del Kriging simple es suficiente y no se considera necesario ver a detalle el método, ya que para la finalidad del estudio y la amplitud del registro de datos, no son relevantes

Con lo anterior se procedió a realizar las interpolaciones para calcular las entradas al vaso, con las láminas de lluvias obtenidas con la base de datos ERICK III de manera que se hicieron interpolaciones mes por mes, completando un total de registro de 23 años, creando un total de 276 mallas como ejemplo de la interpolación se muestra la FIGURA 3.18.

Los datos necesarios fueron previamente procesados y tabulados para su ejecución en el programa ArcMap con su extensión Geostatistical Analyst.



**FIGURA 3.18** Malla generada con la interpolación Kriging simple para el periodo junio del 2005 y las estaciones climatológicas.

De la malla anterior se obtiene así una lluvia de puntos repartida espacialmente por la cuenca, dichos puntos representan los nuevos valores de las láminas de lluvia. Con lo anterior para obtener un valor de lámina (mm) de lluvia por cada micro cuencas creadas con HEC-HMS, FIGURA 3.13 (que servirá para el cálculo de las aportaciones) se procedió a utilizar la herramienta Zonal de ArcMap, dicha herramienta permite obtener el promedio (lamina de lluvia) por micro cuenca en base a los nuevos valores de lluvia que se obtienen con la interpolación



### 3.4.3 Calculo del volumen medio anual de escurrimiento natural

En este apartado se describen los métodos para determinar el volumen medio anual de escurrimiento natural de acuerdo a la norma oficial mexicana NOM-011-CNA-2000 (CONAGUA, 2002) que habla de la conservación del recurso agua. La descripción de los métodos se limita a los conceptos y expresiones básicas. Las expresiones permiten determinar el escurrimiento natural en los métodos descritos, para cada año del periodo analizado, hidrométrico o climatológico, según sea el caso, y posteriormente se obtuvo su promedio.

Para este trabajo se hizo una búsqueda en el Banco Nacional de Datos de Agua Superficial (BANDAS) de la CONAGUA, no encontrando información suficiente de datos hidrométricos, por lo que se utilizó la información de estaciones climatológicas

A manera de ejemplo se presenta el cálculo de volumen medio de escurrimiento de la presa Gonzalo Río Arrionte. Así, se procede al análisis detallado de los métodos para calcular el volumen medio anual de escurrimiento.

El volumen medio anual de escurrimiento natural se determina aplicando alguno de los siguientes métodos:

#### A.-Método Directo

##### A.1. Registros hidrométricos

Este método se aplica, cuando la cuenca bajo estudio cuenta con suficiente información hidrométrica para un periodo mínimo de 20 años, En el caso común de tener un sistema de cuencas interconectadas debe elaborarse un esquema de interconexión de la cuenca hidrológica en estudio con las cuencas vecinas.,



Indicando los nombres de los cauces, dirección del flujo y, en su caso, la ubicación de los embalses naturales y artificiales.

**B.-Métodos Indirectos**

En caso de que la cuenca bajo estudio no cuente con suficiente información de registros hidrométricos o ésta sea escasa, se aplica el método indirecto denominado: precipitación-escorrimento. (Para este estudio es el método utilizado).

**B.1 Precipitación-escorrimento**

El volumen medio anual de escurrimento natural se determina indirectamente, mediante la siguiente expresión:

<b>VOLUMEN ANUAL DE ESCURRIMIENTO NATURAL DE LA CUENCA</b>	=	<b>PRECIPITACION ANUAL DE LA CUENCA</b>	*	<b>AREA DE LA CUENCA</b>	*	<b>COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO</b>
--	---	---	---	--------------------------	---	-------------------------------------

**B.1.1 Precipitación anual en la cuenca**

A) Si la cuenca bajo estudio cuenta con suficiente información pluviométrica cuando menos 20 años, la precipitación anual se determina a partir del análisis de los registros de las estaciones ubicadas dentro y vecinas a la cuenca, mediante el método de los Polígonos de Thiessen o Isoyetas.

B) Cuando la cuenca bajo estudio no cuenta con información pluviométrica o ésta sea escasa, la precipitación anual se podrá obtener con apoyo de los planos de Isoyetas Normales Anuales editados por la Comisión Nacional del Agua.



### B.1.2 Coeficiente de escurrimiento

A) Transferencia de información hidrométrica y climatológica de cuencas vecinas, hidrológicamente homogéneas.

- En la cuenca vecina se determinan los coeficientes anuales de escurrimiento ( $C_e$ ), mediante la relación del volumen de escurrimiento anual ( $V_e$ ), entre el volumen de precipitación anual ( $V_p$ ) correspondiente

$$C_e = V_e / V_p$$

- Con los valores del volumen de precipitación anual y el coeficiente de escurrimiento anual obtenidos en la cuenca vecina, se establece una correlación gráfica o su ecuación matemática.
- Con apoyo de la ecuación matemática o en la gráfica; y al utilizar los valores del volumen de precipitación anual de la cuenca en estudio, se estiman los correspondientes coeficientes anuales de escurrimiento.

B) En función del tipo y uso de suelo y del volumen de precipitación anual, de la cuenca bajo estudio.

- A falta de información específica, con apoyo en los servicios del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) y de visitas de campo, se clasifican los suelos de la cuenca en estudio, en tres diferentes tipos: A (suelos permeables); B (suelos medianamente permeables), y C (suelos casi impermeables), que se especifican en la TABLA 3.2.1 y al tomar en cuenta el uso actual del suelo TABLA 3.22, se obtiene el valor del parámetro K (véase Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo



- Rural “Pequeños Almacенamientos”. Secretaría de Recursos Hidráulicos, adaptación del Libro: Small Dams).

**TABLA 3.21 Valores de k en función del tipo de suelo y sus características**

<b>TIPO DE SUELO</b>	<b>CARACTERISTICAS</b>
A	Suelos permeables, tales como arenas profundas y loess poco compactos
B	Suelos medianamente permeables, tales como arenas de mediana profundidad: loess algo más compactos que los correspondientes a los suelos A; terrenos migajosos
C	Suelos casi impermeables, tales como arenas o loess muy delgados sobre una capa impermeable, o bien arcillas

**TABLA 3.22 Tabla de la relación uso del suelo con el tipo de suelo.**

<b>USO DEL SUELO</b>	<b>TIPO DE SUELO</b>		
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
Barbecho, áreas incultas y desnudas	0.26	0.28	0.30
Cultivos:			
En Hileras	0.24	0.27	0.30
Legumbres o rotación de pradera	0.24	0.27	0.30
Granos pequeños	0.24	0.27	0.30
Pastizal:	0.19	0.24	0.29
Bosque:	0.15	0.23	0.27
Zonas urbanas:	0.26	0.29	0.32
Caminos:	0.27	0.30	0.33
Pradera permanente:	0.18	0.24	0.30

- Si en la cuenca bajo estudio existen diferentes tipos y usos de suelo, el valor de K se calcula como la resultante de subdividir la cuenca en zonas homogéneas y obtener el promedio ponderado de todas ellas.



Una vez obtenido el valor de K, el coeficiente de escurrimiento anual ( $C_e$ ), se calcula mediante las fórmulas indicadas en la TABLA 3.23.

**TABLA 3.23** Tabla con parámetros de valores K y coeficiente de escurrimiento anual ( $C_e$ ).

K: PARAMETRO QUE DEPENDE DEL TIPO Y USO DE SUELO	COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO ANUAL ( $C_e$ )
Si K resulta menor o igual que 0.15	$C_e = \frac{k(P - 250)}{2000}$
Si K es mayor que 0.15	$C_e = \frac{k(P - 250)}{2000} + \frac{K - 0,15}{1,5}$

Una vez explicado el método se prosigue a calcular el coeficiente de escurrimiento ( $C_e$ ) medio anual. Como es mencionado al inicio de este apartado se trabajó con la Presa Gonzalo Río Arrionte parte norte de la cuenca con lo anterior, se presenta el cálculo de volúmenes de la presa.

De la interpolación con Kriging se obtuvieron los volúmenes de precipitación anual (TABLA 3.24) de la Presa Gonzalo Río Arrionte.

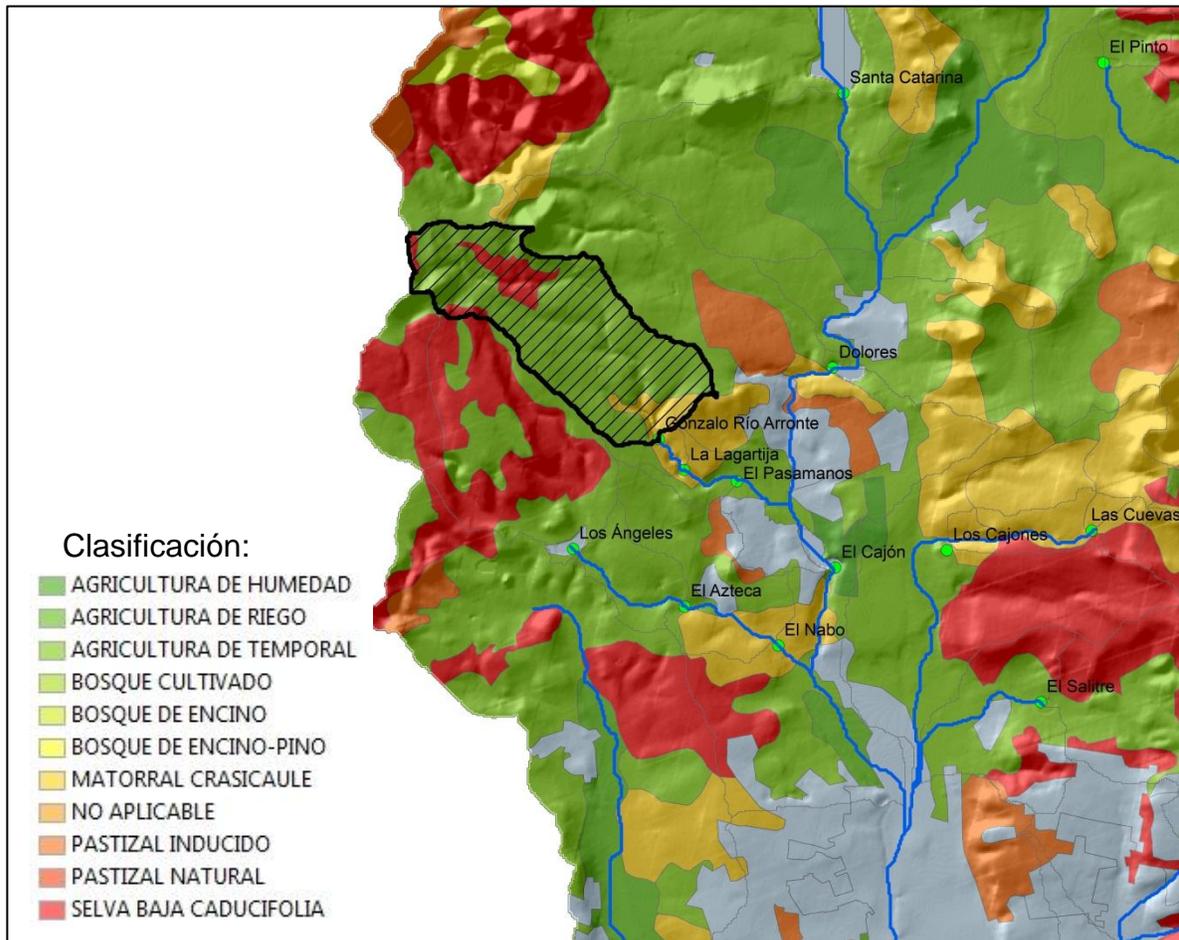


**TABLA 3.24 Láminas de lluvia mensuales para los años 1980-2005 y precipitación anual, Obtenidas con la interpolación Kriging. Presa Gonzalo R. Arrionte.**

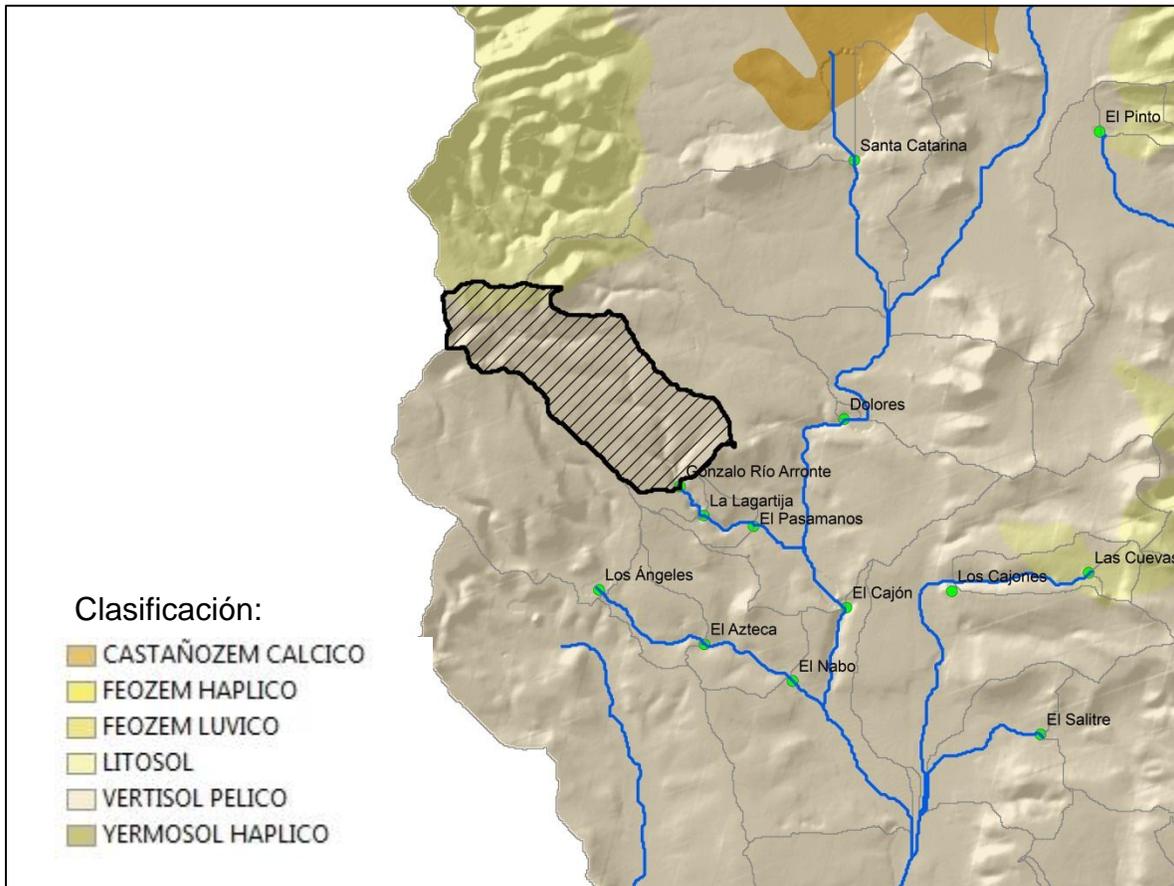
Años	Laminas de lluvia mensual												Precipitación anual (mm)
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	
1980	58.46	14.10	2.62	1.29	18.86	67.96	198.58	94.78	49.63	40.21	10.57	3.85	560.89
1981	31.53	8.49	3.91	17.98	49.90	103.57	116.13	94.50	36.02	54.17	1.48	17.98	535.67
1982	3.98	2.14	1.53	19.51	49.90	95.76	100.23	109.79	40.60	46.32	28.38	22.19	520.32
1983	13.49	3.51	14.14	9.01	16.88	64.64	116.13	84.97	84.49	13.12	29.89	1.40	451.67
1984	15.59	14.09	12.48	12.48	26.50	82.21	159.39	125.14	46.40	21.49	3.46	23.81	543.05
1985	1.51	4.57	2.28	34.28	62.30	169.16	117.29	103.91	51.51	13.25	6.39	11.71	578.16
1986	2.61	3.48	1.36	33.82	48.60	172.26	139.14	83.51	36.02	63.12	4.66	0.41	589.00
1987	0.19	1.09	2.05	31.06	5.13	96.45	107.33	64.80	52.52	7.44	6.85	0.23	375.14
1988	19.35	6.60	20.21	17.07	80.82	59.59	140.76	118.71	84.08	12.25	8.99	0.62	569.03
1989	1.42	4.04	0.13	26.78	21.49	155.86	84.63	94.41	42.29	10.44	5.72	15.23	462.43
1990	4.88	12.71	5.40	9.25	62.60	131.68	143.06	98.69	75.78	52.07	4.21	1.92	602.24
1991	5.49	3.44	0.19	2.65	74.98	129.88	215.67	171.66	101.33	30.09	12.29	15.42	763.09
1992	56.45	10.20	6.50	18.63	38.67	70.72	107.34	77.62	120.52	55.03	31.78	2.08	595.54
1993	4.95	11.59	20.62	21.08	22.77	94.31	99.11	79.66	70.71	28.14	9.93	1.31	464.17
1994	4.85	1.00	0.19	30.69	138.38	95.33	94.50	130.80	43.94	16.88	2.66	5.00	559.22
1995	6.59	1.22	0.90	9.58	32.95	83.32	67.81	123.19	60.90	9.58	7.78	14.61	418.42
1996	3.38	3.75	4.39	6.89	43.26	95.78	72.15	81.02	114.76	23.07	5.82	4.51	458.76
1997	4.63	5.04	20.09	28.12	40.99	78.41	107.55	87.91	73.91	26.86	13.91	6.65	494.08
1998	4.64	4.64	3.41	11.98	30.30	74.23	74.18	103.56	132.57	64.82	15.20	1.38	520.88
1999	4.09	2.71	7.03	9.34	18.94	73.60	109.12	73.93	73.23	7.88	7.88	3.65	391.40
2000	4.72	3.74	3.27	10.17	39.53	83.15	90.36	78.38	66.22	34.54	15.25	2.42	431.75
2001	2.63	6.28	5.59	17.55	27.51	131.50	131.50	83.67	49.55	21.80	4.50	1.79	483.85
2002	0.73	8.16	2.56	20.96	20.51	70.34	160.78	82.48	25.87	16.70	4.50	2.43	416.05
2003	12.26	0.31	6.56	8.33	56.38	77.68	51.89	108.14	115.57	27.77	8.97	1.44	475.31
2004	14.16	3.45	7.75	9.20	52.61	67.00	114.82	77.26	74.69	21.47	3.09	7.37	452.87
2005	12.45	4.41	3.64	9.25	41.25	81.81	73.56	67.18	48.42	27.63	4.61	3.06	377.27

En función del tipo de suelo y uso de suelo y vegetación obtenidas por las capas de edafología de la serie 4 de INEGI que pertenecen a imágenes del satélite Landsat se procedió a clasificar el tipo de suelos de cada micro-cuenca (áreas tributaria) que dichas áreas fueron obtenidas del apartado 3.3.2.

Posteriormente se clasifican los usos de suelos y vegetación de acuerdo al método de precipitación-escorrimento. El mapa de uso de suelo y vegetación se muestran en la FIGURA 3.19 y el mapa de tipo de suelos en la FIGURA 3.20.



**FIGURA 3.19. Mapa con la distribución de usos de suelo y vegetación y ubicación del área de micro-cuenca para la presa Gonzalo Río Arronte.**



**FIGURA 3.20. Mapa con la distribución de tipos de suelo y ubicación del área de micro-cuenca para la presa Gonzalo Río Arronte.**



Una vez clasificas los usos de suelo y vegetación y edafología y procesados con ArcMap, se obtienen varios coeficientes de K para el área tributaria (Presa Gonzalo Río Arrionte). Las figuras anteriores sirven de apoyo para obtener las áreas para cada uso de suelos y vegetación y edafología y calcular el coeficiente K de cada área.

Para este ejemplo el coeficiente K es resultado de la suma ponderada de los valores K TABLA 3.25

**TABLA 3.25. Resultado del valor K ponderado para el área de la presa Gonzalo Río Arrionte.**

Área (Km2)	Uso de suelo	Tipo de Suelo	Coefficient e K	Peso de cada Area (%)	Ponderado Valor K
1.122	En hilera	B	0.27	0.076	0.021
0.907	Barbecho, areas incultas y desnudas	C	0.30	0.062	0.019
11.27	En hilera	C	0.30	0.767	0.230
0.134	Bosque	C	0.28	0.009	0.019
0.079	Bosque	B	0.26	0.005	0.001
0.001	En hilera	C	0.30	0.000	0.001
				Valor Total K=	0.291

Una vez obtenido el coeficiente K se aplica la condición de la TABLA 3.23 para calcular el Coeficiente de escurrimiento (Ce). Los valores del volumen de precipitación anual (P) son obtenidos de la TABLA 3.24 para el año de 1980.

Para este trabajo  $k > 0.15$  entonces la formula a aplicar es la siguiente:

$$Ce = \frac{k(P-250)}{2000} + \frac{K-0,15}{1,5}$$

Dónde:

P=560.89 (mm)

K=0.29



Sustituyendo los valores nos queda:

$$C_e = \frac{0.29(560.89-250)}{2000} + \frac{0.29-0.15}{1.5} = 0.138$$

Y aplicando la expresión indirecta del método Precipitación –Esguerrimiento

<b>VOLUMEN ANUAL DE ESGURRIMIENTO NATURAL DE LA CUENCA</b>	=	<b>PRECIPITACION ANUAL DE LA CUENCA</b>	*	<b>AREA DE LA CUENCA</b>	*	<b>COEFICIENTE DE ESGURRIMIENTO</b>
--	---	---	---	------------------------------	---	---

Finalmente calculando el volumen anual de la siguiente manera

$$\text{Volumen anual} = 0.56089 \text{ m} * 14,697,000.00 \text{ m}^2 * 0.138 = 1,141,004.03 \text{ m}^3$$

Como el procedimiento anterior se calculó los años restantes del registro, ver TABLA 3.26



**TABLA 3.26. Resumen de volúmenes anuales y su coeficiente de escurrimiento (Ce) para la Presa Gonzalo Río Arrionte.**

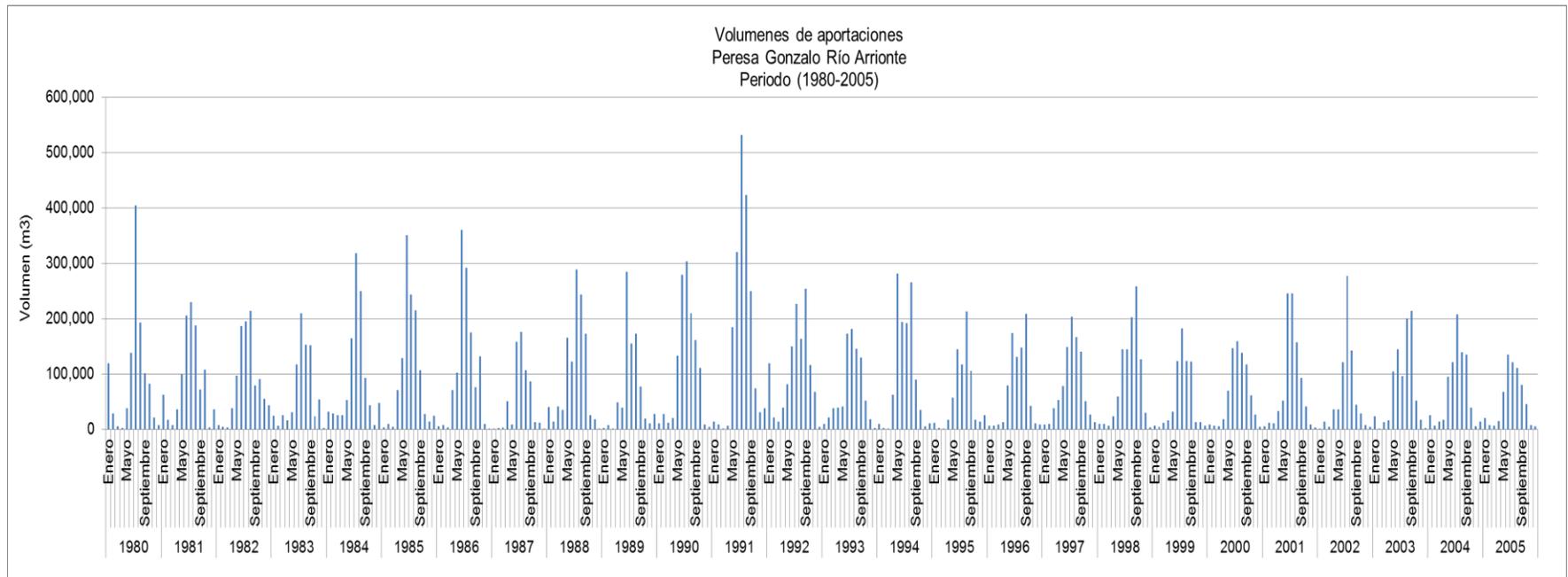
año	Ce	Vol Anual (m3)
1980	0.138	1,141,004.03
1981	0.135	1,060,887.66
1982	0.133	1,013,469.51
1983	0.123	813,670.02
1984	0.136	1,084,059.66
1985	0.141	1,197,386.49
1986	0.142	1,233,438.51
1987	0.111	614,631.79
1988	0.140	1,167,428.40
1989	0.124	843,673.11
1990	0.144	1,278,161.29
1991	0.168	1,881,124.39
1992	0.143	1,255,441.43
1993	0.124	848,555.43
1994	0.138	1,135,599.72
1995	0.118	724,119.54
1996	0.124	833,392.43
1997	0.129	934,722.97
1998	0.133	1,015,199.02
1999	0.114	654,828.34
2000	0.120	759,464.41
2001	0.127	904,841.06
2002	0.117	717,925.16
2003	0.126	880,213.69
2004	0.123	816,999.74
2005	0.112	619,839.05

Una vez obtenido los volúmenes anuales estos se ponderan con la lámina de lluvia de manera mensual, para obtener los volúmenes de entradas de agua a presas y bordo, que son necesarios como datos de entrada (inputs) al modelo SimWin. En la TABLA 3.27. Se muestran los volúmenes obtenidos para la presa Gonzalo Río Arrionte.



**TABLA 3.27 Volúmenes mensuales de aportaciones (m3) obtenidos. Presa Gonzalo Río Arrionte**

Años	Aportaciones mensuales (m <sup>3</sup> )											
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1980	118,932.52	28,677.16	5,324.74	2,617.80	38,359.96	138,240.48	403,962.50	192,796.70	100,962.71	81,799.19	21,499.55	7,830.71
1981	62,440.10	16,821.84	7,748.53	35,613.36	98,826.77	205,122.67	229,997.50	187,160.01	71,335.00	107,274.92	2,933.61	35,613.36
1982	7,751.76	4,163.00	2,982.84	37,994.01	97,194.55	186,512.77	195,217.10	213,843.54	79,079.12	90,217.20	55,284.94	43,228.69
1983	24,309.10	6,327.71	25,468.48	16,223.98	30,415.95	116,444.11	209,208.62	153,073.54	152,202.91	23,631.61	53,841.86	2,522.14
1984	31,117.43	28,127.12	24,917.09	24,917.09	52,908.36	164,115.38	318,174.80	249,815.41	92,625.72	42,890.64	6,911.96	47,538.65
1985	3,133.50	9,457.35	4,716.18	70,997.93	129,024.97	350,331.97	242,921.70	215,210.94	106,671.63	27,435.68	13,228.35	24,256.29
1986	5,473.13	7,294.56	2,850.73	70,819.90	101,778.54	360,737.18	291,381.94	174,877.10	75,428.32	132,183.11	9,763.56	850.42
1987	316.70	1,792.00	3,360.24	50,887.80	8,398.76	158,023.97	175,853.03	106,161.19	86,046.88	12,185.62	11,227.35	378.23
1988	39,698.46	13,537.38	41,462.59	35,018.25	165,809.08	122,260.09	288,775.58	243,536.48	172,489.50	25,132.10	18,442.08	1,266.81
1989	2,588.40	7,368.70	239.46	48,853.03	39,201.21	284,354.67	154,408.55	172,245.12	77,149.51	19,038.09	10,438.08	27,788.29
1990	10,353.33	26,980.48	11,463.87	19,631.82	132,860.37	279,470.53	303,616.62	209,453.34	160,821.72	110,509.77	8,927.17	4,072.28
1991	13,537.30	8,473.94	462.21	6,543.19	184,832.28	320,163.16	531,654.80	423,168.19	249,796.25	74,166.34	30,305.88	38,020.84
1992	119,001.25	21,504.07	13,694.84	39,273.45	81,514.72	149,091.52	226,276.28	163,637.12	254,063.02	116,010.40	66,997.49	4,377.28
1993	9,046.77	21,194.82	37,704.76	38,527.72	41,624.10	172,414.97	181,178.54	145,621.53	129,259.82	51,438.85	18,155.56	2,387.99
1994	9,854.83	2,030.69	376.64	62,329.40	280,996.30	193,583.26	191,903.10	265,603.89	89,235.99	34,276.63	5,408.99	10,153.43
1995	11,400.49	2,117.22	1,560.64	16,570.72	57,024.25	144,193.24	117,347.12	213,188.05	105,403.27	16,573.20	13,458.12	25,283.22
1996	6,131.05	6,812.28	7,968.38	12,512.59	78,578.64	174,000.62	131,069.11	147,189.58	208,467.28	41,906.87	10,569.94	8,186.09
1997	8,761.68	9,536.06	38,014.59	53,200.22	77,553.18	148,345.58	203,464.21	166,310.17	139,834.30	50,808.31	26,309.81	12,584.87
1998	9,035.15	9,035.15	6,638.75	23,348.92	59,058.91	144,674.19	144,566.47	201,837.30	258,370.75	126,325.19	29,624.68	2,683.57
1999	6,843.76	4,535.81	11,763.62	15,632.55	31,679.35	123,140.51	182,561.00	123,692.44	122,519.45	13,175.26	13,175.26	6,109.32
2000	8,299.38	6,574.41	5,749.86	17,887.24	69,537.76	146,258.78	158,943.14	137,875.74	116,492.41	60,761.05	26,825.36	4,259.29
2001	4,922.51	11,734.72	10,449.96	32,819.96	51,438.76	245,910.07	245,910.07	156,465.68	92,655.47	40,769.29	8,414.47	3,350.12
2002	1,258.10	14,086.80	4,421.80	36,172.48	35,400.00	121,381.64	277,446.96	142,328.01	44,647.46	28,820.51	7,764.31	4,197.11
2003	22,708.57	580.53	12,152.90	15,421.61	104,415.60	143,844.10	96,096.31	200,268.59	214,024.96	51,423.32	16,615.14	2,662.06
2004	25,549.85	6,219.87	13,981.38	16,599.48	94,911.94	120,869.30	207,133.22	139,377.17	134,748.00	38,738.14	5,581.74	13,289.67
2005	20,460.53	7,237.41	5,976.22	15,197.26	67,771.55	134,413.57	120,859.26	110,367.25	79,559.26	45,386.40	7,578.83	5,031.52

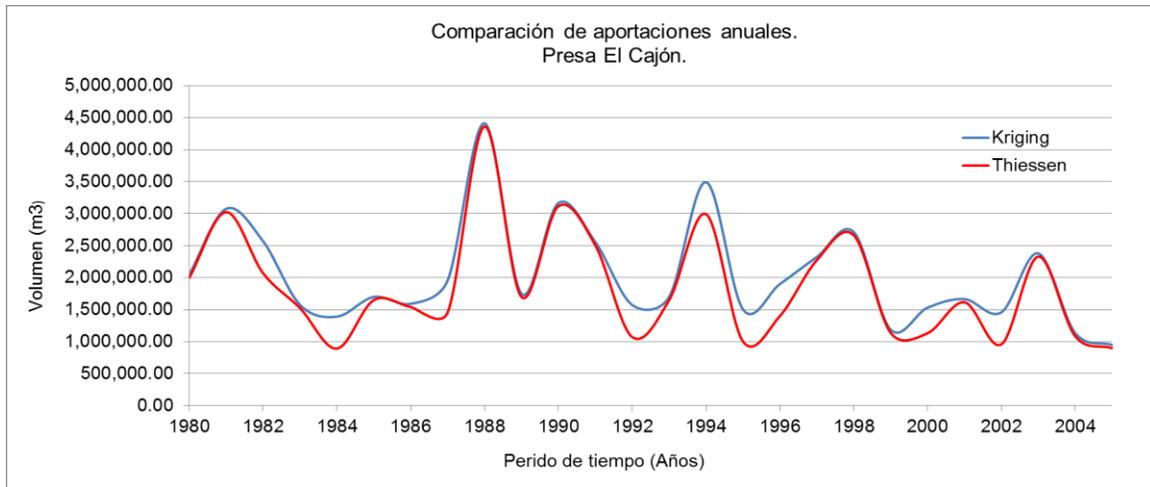


**GRÁFICA 3.9. Distribución cronológica de los volúmenes de aportaciones, Presa Gonzalo Río Arrionte**

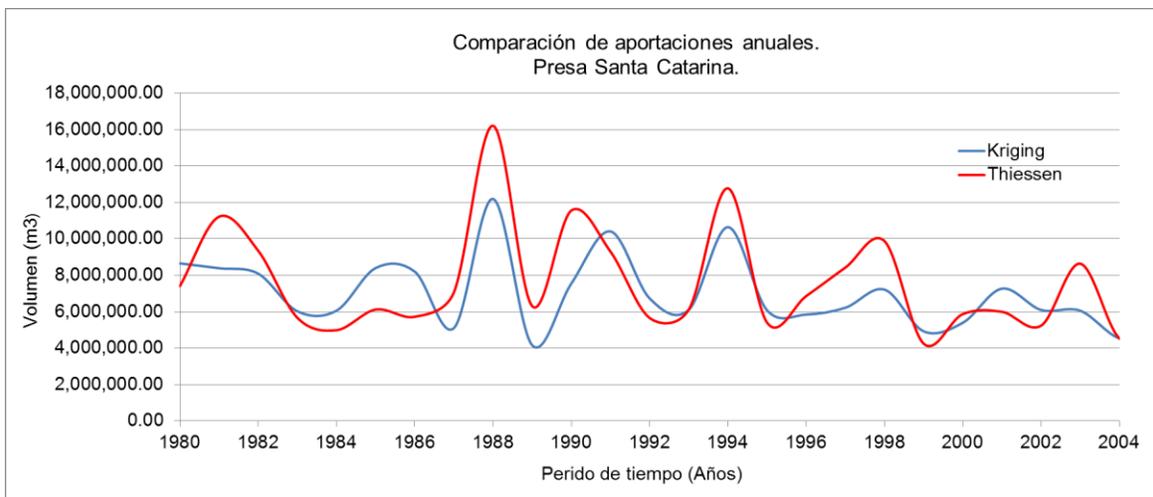
De la manera anterior se calcularon los volúmenes de presas y bordos en los cuales no se consiguieron los volúmenes mensuales entrantes (aportaciones).



Una vez obtenido los volúmenes de aportaciones por presas se procedió a analizar los resultados comparando los volúmenes obtenidos con los polígonos de Thiessen (ver apéndice A) y los del Kriging, de manera ilustrativa en la GRÁFICA 3.10 se muestra las comparativas para la presa el cajón. Y la GRÁFICA 3.11 la comparativa con la Presa Santa Catarina.



**GRÁFICA 3.10. Comparación de aportaciones anuales de la interpolación Kriging simple y polígonos de Thiessen, Presa el Cajón.**



**GRÁFICA 3.11. Comparación de aportaciones anuales de la interpolación kriging simple y polígonos de Thiessen, Presa Santa Catarina.**



Cabe señalar que hubo diferencias notables en el cálculo de las aportaciones cuando el área de influencia de lluvia era grande, como es el caso de la Presa Santa Catarina y en los casos donde el área era pequeña no variaban mucho los datos.

Lo anterior sirvió de comparación para observar la variabilidad de los volúmenes de aportaciones por los distintos métodos. Corroborando con esta comparación la efectividad del método de interpolación

### **3.5 Propuesta metodológica para hacer más eficiente la simulación del SRH mediante el SSD AQUATOOL.**

Todo sistema de explotación de recursos hídricos necesita ser eficiente para un correcto aprovechamiento del recurso hídrico. Por ello, uno de los objetivos del presente trabajo es conseguir mediante la simulación de la gestión de un sistema de explotación en particular un proceso metodológico que mejore la gestión actual de dicho sistema.

A continuación se exponen de manera general los fundamentos en la gestión de los SRH con los cuales se fueron base para la toma de decisiones en los esquemas de gestión y a su vez los fundamentos hidrológicos del modelo SSD AQUATOOL para conocer el funcionamiento y herramientas a utilizar en dicho modelo.



### 3.5.1 Fundamentos básicos de la gestión de los sistemas de recursos hídricos

La Gestión del sistema de recursos hídricos es el conjunto de actividades encaminadas a la mejor utilización del agua disponible en el presente y futuro inmediato. Generalmente se hace para el corto y mediano plazos (se ha sugerido 12, 24 o 36 meses). Hay al menos tres preguntas que deberán contestarse para poder realizar una buena gestión: 1) ¿cuánta agua se va a suministrar?; 2) ¿cuál será la asignación del agua entre los diferentes usos?; 3) ¿cuál será la procedencia del agua entre las diferentes fuentes? A su vez, es conveniente tener información sobre: 4) ¿En qué situación queda el sistema para afrontar los periodos de tiempo siguientes?; 5) repercusiones sobre la calidad del agua; 6) repercusiones sobre el medio ambiente.

Las condicionantes para la gestión de un sistema de recursos hídricos son los siguientes:

- El diseño del sistema y de la gestión se hacen para el futuro (desconocido).
- Existen incertidumbres, sobretodo en la aparición de los recursos.
- Los usos del agua suelen tener una gran importancia económica y social.
- Las infraestructuras tienen un elevado coste.

La gestión de un sistema de recursos hídricos consiste en que funcione lo más satisfactoriamente posible en un periodo de tiempo futuro corto (1, 2 o 3 campañas o años); la planificación es el diseño de los sistemas hídricos para que funciones satisfactoriamente durante un periodo determinado o vida útil en el futuro (entre 25 y 50 años).



Con lo anterior en mente, se deberán plantearse estrategias de operación de los sistemas. Las estrategias consisten de reglas, procedimientos o criterios que establecen:

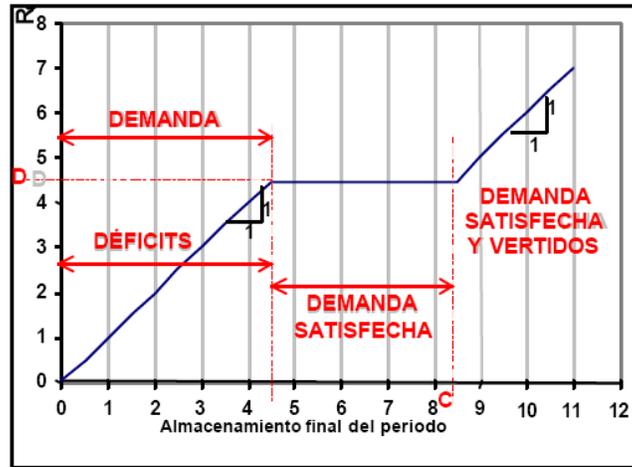
- Relaciones bien definidas entre la situación actual de todo el sistema y todas las variables de decisión.
- Tipos de reglas o procedimientos, como pueden ser: determinísticas o probabilísticas.
- Necesidad de un análisis del sistema para la obtención de las reglas o estrategias de operación más idóneas para el mismo.

Para el establecimiento de las estrategias de operación, deberán analizarse las variables de decisión en cuanto a:

- Control del flujo del agua en infraestructura.
- Gestión.

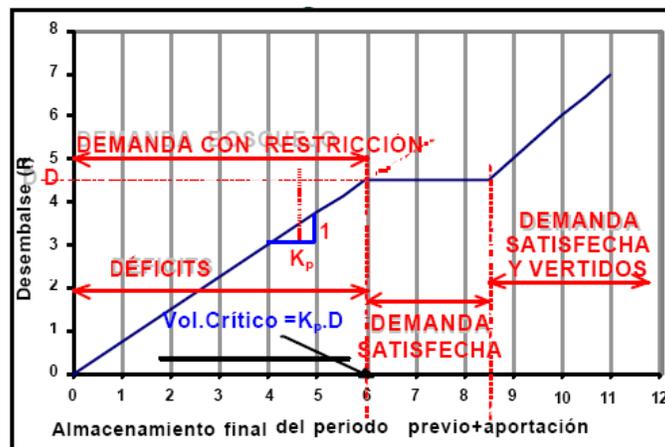
Las variables de decisión de la gestión tienen que considerar la asignación del agua a los distintos usos afectados por la regulación. Es imprescindible contar con instrumentos de medida y control.

Las reglas de operación dependen de lo que se quiera gestionar y de las condiciones en que se encuentre el sistema hídrico. Las reglas de operación pueden ser de operación normal o anticipada. La primera se utiliza para demanda única y embalse único; la demanda es servida en su totalidad siempre que se dispone de recursos para ello, o no se sirve la totalidad del recurso si éste no es suficiente (GRÁFICA 3.12)



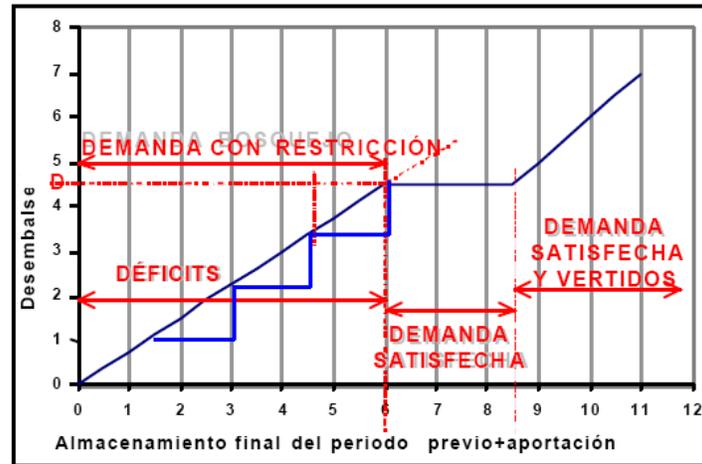
**GRÁFICA 3.12.** Regla de operación normal para demanda única, embalse único.

Las reglas de operación anticipada establecen restricciones antes de agotar las reservas. El grado de restricción es una variable continua en cuanto a severidad



**GRÁFICA 3.13.** Regla de operación anticipada para demanda con restricciones.

Sin embargo, existe una regla de operación anticipada más habitual y es la que establece restricciones escalonadas antes de agotar las reservas (figura...)



**GRÁFICA 3.14. Regla de operación anticipada para demanda con restricciones escalonadas.**

Para poder establecer reglas de operación, es conveniente establecer modelos matemáticos, los cuales tendrán las aplicaciones siguientes:

- Reproducción de la gestión del sistema en un periodo de tiempo.
- Diseño de sistemas: infraestructuras, dotaciones, garantías.
- Diseño y validación de reglas de operación.
- Aprendizaje sobre el funcionamiento del sistema.

En el caso del presente trabajo, interesan para atender el primer punto de los enumerados en el párrafo anterior.

La simulación se efectúa a nivel mensual y reproduce la escala de detalle espacial que el usuario desee del flujo del agua a través del sistema (volúmenes finales en embalses, déficit de suministros a la demanda, mensual o anual). En los subsistemas superficiales, el flujo es calculado simplemente por continuidad o balance, mientras que en los subterráneos el flujo es simulado mediante modelos de celda, uni- o pluricelulares.



La gestión de los recursos hidráulicos se efectúa mediante reglas de operación tendientes a mantener un nivel similar de llenado en los embalses. Lo anterior son reglas de explotación propiamente dichas y son suministradas por el propio usuario del modelo.

Las aplicaciones prácticas del modelo SIMGES son las siguientes:

- Filtrar alternativas de diseño, gestión y criterios de operación a partir del análisis de los resultados.
- Llevar a cabo el análisis de sensibilidad comparando los resultados después de cambios en el diseño o reglas de operación.
- Llevar a cabo análisis de riesgo simulando y/o optimizando con diferentes series hidrológicas sintéticas.
- Comprobar y refinar las alternativas seleccionadas previamente mediante el módulo de optimización.
- Ganar conocimiento del sistema en los aspectos físicos y de gestión y también en el aspecto de organización de los datos.



### 3.5.2 Fundamentos hidrológicos del modelo SSD AQUATOOL

La simulación y gestión del sistema superficial se van a resolver simultáneamente mediante el uso de un algoritmo de optimización de redes de flujo conservativo (el balance de masa en todos los nodos es nulo). La descripción de los métodos se limita a los conceptos y expresiones básicas lo demás se extiende la invitación a la consulta del manual de usuario versión 2.0 del sistema soporte de decisión para la planificación de recursos hídricos, departamento de ingeniería hidráulica y medio ambiente universidad politécnica de valencia.

La primera tarea del modelo después de la lectura de datos es la adaptación del esquema del usuario como una red de flujo conservativo. Para ello es necesario, por una parte, el establecimientos de unos nudos de "cierre" de la red, y por otra, el desdoblamiento de cada elemento tipo en un sub esquema de arcos y nudos tal que aseguren que la simulación del comportamiento hidráulico y de gestión del elemento es adecuada. El resultado es una "red de flujo interna", mucho más compleja que la del usuario, que ya es conservativa, y que es la que manejará el modelo sin trascendencia exterior al usuario.

Una vez confeccionada dicha red interna, se entra en la dinámica de la simulación, en la que para cada mes del período de simulación se resuelve la red de flujo con los valores de aportaciones, demandas, y parámetros de gestión correspondientes a ese mes, se simulan los acuíferos, se itera entre estos dos últimos pasos (debido a las no linealidades y a las relaciones río-acuífero), y se almacenan valores para su escritura anual y estadísticas. Finalmente, una vez terminado el periodo de simulación, se procede a la confección de estadísticas, y cálculos de garantías.(cabe mencionar que para este trabajo se excluyeron los acuíferos)



Para la utilización del modelo se debe, en primer lugar:

1.-Confeccionar un esquema de la cuenca o sistema adaptándose al uso de los elementos siguientes:

Embalses (superficiales), con su aportación inter cuenca incluida. Quedan definidos mediante sus parámetros físicos, sus parámetros de gestión (volúmenes máximos, volúmenes objetivos, y prioridad de almacenamientos con respecto a otros embalses).se refiere a puntos del esquema en los que existe capacidad de almacenamiento la simulación se efectúa simplemente por balance de masas, con lo que el volumen a final de mes,  $V_f$  viene dado por la expresión

$$V_f = V_i + A_e + A_a - P_f - E - S_c - S_v$$

Dónde:

$V_i$ =es el volumen a principio de mes,

$A_e$ =es la denominada aportación a embalse,

$A_a$ =son las aportaciones de la parte del esquema aguas arriba del embalse,

$P_f$ =son las perdidas por filtración,

$E$ =son las perdidas por evaporación

$S_c$ =son las sueltas controladas, o sea aquellas que no sobrepasan la capacidad de desagüe del embalse, incluidas tomas dentro del vaso,

$S_v$ =son los vertidos, o sea los desembalses producidos por superarse la capacidad máxima, y no caber por los dispositivos de desagüe controladores.

Para la aplicación de la formula,  $V_f$  en el primer mes es necesario definir el volumen inicial del embalse al comienzo de la simulación.



La gestión de los embalses de la cuenca se realiza de forma que se mantengan todos ellos en la medida de lo posible dentro de una misma zona de llenado. Para la definición de las zonas de llenado se ha recurrido en principio a la definición por parte de un “Volumen objetivo mensual”,  $V_{obj}$  y un “Volumen mínimo mensual”,  $V_{min}$ , quedando las zonas definidas automáticamente como sigue:

- Zona superior: entre  $V_{max}$  y  $V_{obj}$
- Zona intermedia: entre  $V_{obj}$  y  $V^* = 1/2(V_{obj} + V_{min})$
- Zona inferior: entre  $V^*$  y  $V_{min}$
- Zona de reserva: entre  $V_{min}$  y embalse vacío

También se define un “número de prioridad de almacenamiento” en embalses,  $N_p$ , para cada embalse.

De esta forma, el modelo no utilizará agua de la zona intermedia de un embalse hasta que no haya agotado el agua de la zona superior de todos los demás. Y entre dos embalses en la misma zona tomará agua primero de aquel que tenga el valor del número de prioridad de almacenamiento más alto.

Aportaciones intermedias Se consideran como tales aquellas que no puedan ser consideradas o no convenga sean consideradas directamente como entradas de embalse.

Conducciones. Se contempla bajo esta misma denominación a los tramos de río, canales, y cualquier otra conexión que convenga establecer. Quedan definidas por sus parámetros físicos (incluyendo capacidades máximas), y por sus posibles caudales mínimos (normalmente ecológicos). Se distingue en este grupo de conducciones tres tipos:



- Tipo 1: Responden básicamente a la definición del párrafo anterior.
- Tipo 2: Contemplan pérdidas por filtración en el cauce.
- Tipo 3: Contemplan conexión hidráulica entre el río y un acuífero subyacente, y por tanto flujo del acuífero al río y viceversa, en función del estado del acuífero.
- Tipo 4: Responden a la definición del tipo 1 con caudal máximo instantáneo función de la diferencia de cota entre la entrada y la salida de la conducción. Si en su origen o final se tiene un embalse, se considera la variación de cota a efectos de determinar el máximo que puede circular a lo largo del mes.
- Tipo 5: Se trata de conexiones hidráulicas entre nudos y/o embalses, para las que el caudal circulante es función de la diferencia de cota entre sus extremos. La circulación de agua puede tener lugar en ambos sentidos y se considera la variación de cota que pueda tenerse en los embalses a lo largo del mes.

Demandas consuntivas. Son aquellos elementos que utilizan el agua y en los que parte de ella es consumida y por tanto se pierde para el sistema. Quedan incluidas dentro de este tipo tanto las zonas regables como las demandas urbanas e industriales. Se definen por su demanda (Vol. Mensual, vol anua), sus parámetros de consumo, sus tomas y su conexión con algún elemento de retorno. Se admite el suministro a una misma demanda desde distintas fuentes.

Para la definición de las demandas consuntivas es necesario indicar valores de demanda mensual correspondientes a la zona., para satisfacer la demanda mensual es necesario una o varias “tomas” del sistema superficial. El concepto de “toma” corresponde en un principio a distintas procedencias de aguas, pero también puede ser utilizado a efectos de gestión para distinguir prioridades.



Esta versatilidad se consigue al definir en cada toma un valor de “dotación anual”, “puntas mensuales” .si se quiere para cada mes y “números de prioridad” de cada toma, y que guardan relación con los números de prioridad de las tomas del resto de las zonas de la demanda.

El agua que es consumida, y por tanto perdida al exterior del sistema viene dada por:

$$X = \beta \times S_{sup}$$

Dónde:

$X$ =Agua consumida

$\beta$ =Cociente de consumo

$S_{sup}$ =Suministro superficial de la toma

En el caso de que el suministro superficial sea insuficiente, el resto de la demanda puede ser satisfecho mediante bombeos de un acuífero.(si se cuenta con ello)

El suministro superficial por una determinada toma puede estar limitado además por otras condiciones físicas y/o de gestión.

- En el caso de las tomas conectadas a embalses se da como dato la cota a la cual se encuentra conectada esta. Así, solo puede derivarse agua por la toma cuando la lámina de agua en el embalse se encuentra por encima de la cota de la toma.

En realidad, la situación de intento de satisfacción de múltiples objetivos desde un embalse dado, se resuelve a través de las iteraciones que se llevan a cabo en cada mes de la simulación.



- Cada toma de cada demanda puede llevar asociada un indicador de alarma del sistema, se trata pues de una forma de restringir el consumo cuando la reserva es inferior.

Elementos de retorno. Son simplemente definiciones de puntos de reintegro de agua al sistema provenientes de demandas consuntivas.

Demandas no consuntivas (centrales hidroeléctricas). Son aquellos elementos que utilizan el agua sin consumirla. Se definen mediante sus datos físicos y de producción y por su caudal mensual objetivo a utilizar.

Recarga artificial. Son elementos cuyo flujo va a recargar acuíferos, utilizándose para tal fin los sobrantes. Se definen por sus características físicas.

Bombeos adicionales. Son elementos de captación de agua procedente de acuíferos que es incorporada al sistema superficial para su utilización en lugar distinto de la zona donde se efectúa el bombeo.

Acuíferos. Quedan definidos mediante sus parámetros físicos y mediante unos parámetros de explotación, que una vez rebasados anulan las extracciones. El modelo permite contemplar varios tipos de acuíferos:

- Acuífero depósito.
- Acuífero unicelular.
- Acuífero con manantial.

Mencionados anteriormente que estos, quedan fuera del estudio por falta de información necesaria para la correcta simulación en los esquemas.

Para todo lo anterior, definirá una serie de nudos en el sistema hidráulico de superficie, estando localizados los nudos en cada uno de los siguientes puntos:

- Embalses.



- Puntos de unión de dos o más cauces o conducciones.
- Puntos de derivación o partición de caudal.
- Puntos de toma y de retorno de las distintas demandas.
- Puntos donde se supone se incorporan las posibles aportaciones intermedias o los posibles bombeos adicionales.
- Puntos de cambio de las características de las conducciones.

2.-Se definirá las conexiones (conducciones) que existan entre los nudos, así como el tipo al que pertenecen.

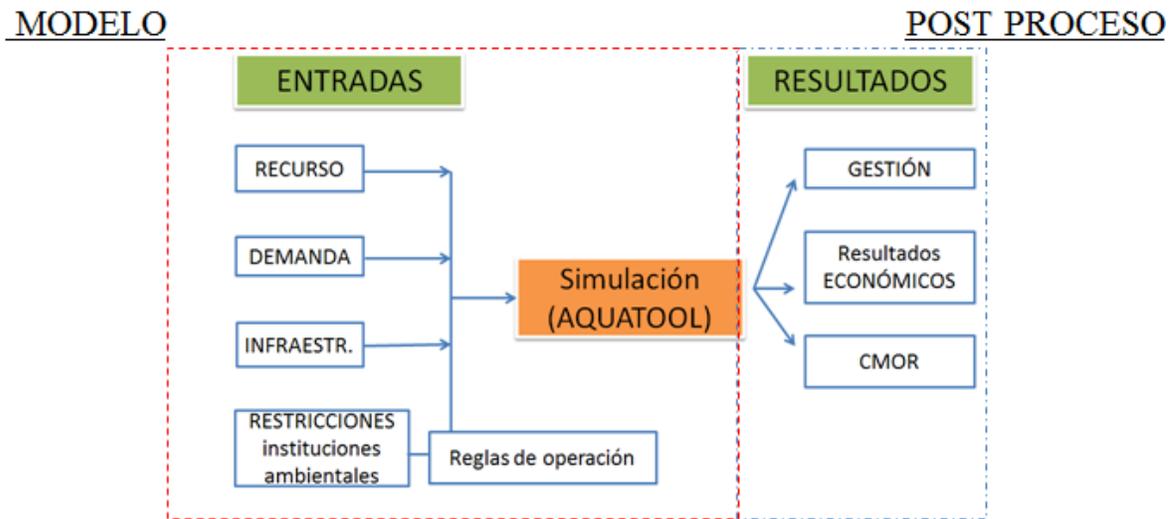
3.-Situación de las aportaciones intermedias que puedan llegar a algún nudo o embalse (si no se definen asociadas al propio embalse).

4.-Situación de las demandas, localizando sus nudos de toma y sus nudos de retorno (elementos), e identificando los acuíferos de los que puedan bombear y los que reciben los retornos por infiltración.

5.-Identificar los nudos de donde parten los flujos destinados a recarga artificial y aquellos donde se incorporan los bombeos adicionales.

6.-Por último, definir los criterios de restricción para las situaciones de alarma del sistema. Estos indicadores de alarma, pueden asociarse a tomas de demandas o a conducciones tipo 1.

Se muestra como ejemplo el diagrama (FIGURA 3.21) de cómo se manejan los datos de entradas en el simulador tomando en cuenta los recursos existentes (embalses, Ríos, etc) las demandas de la unidad (urbanas, industrial, riego), la infra estructura (presas, bordos) y por ultimo las restricciones que se han de considerar en la gestión del SRH dependiendo del uso del agua (prioridades en el uso del agua, consideraciones de tipo gubernamental, niveles de embalses etc.)

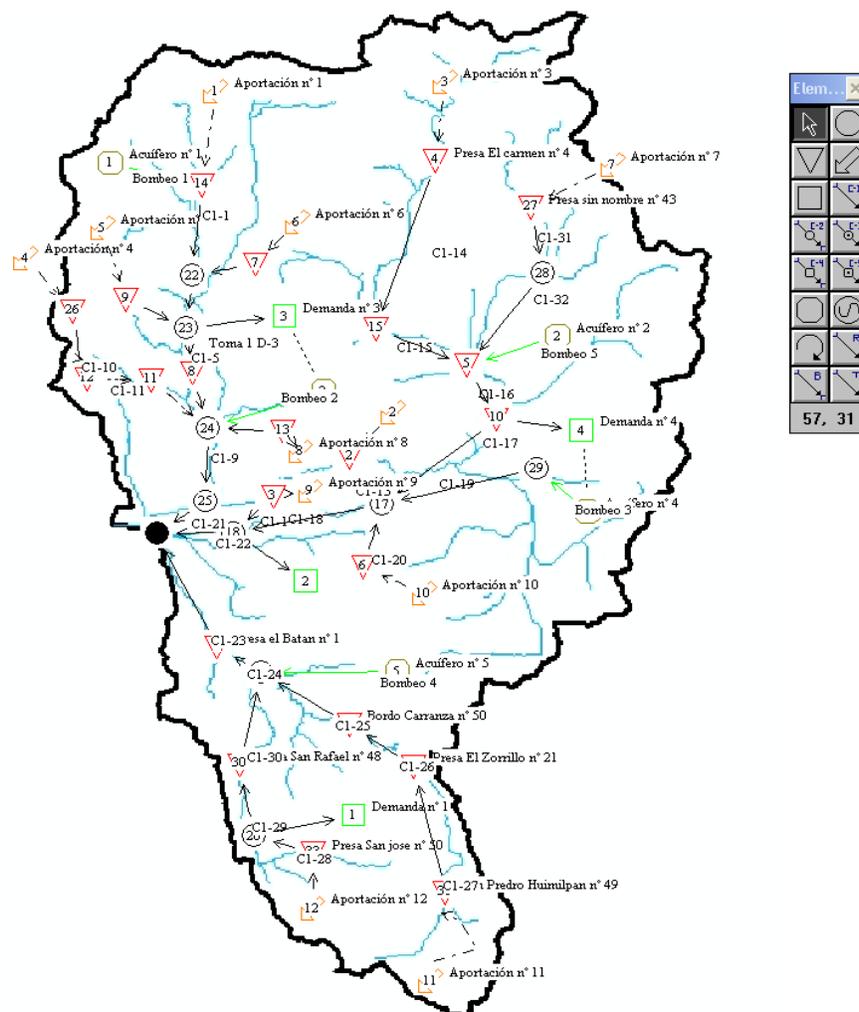


**FIGURA 3.21** Diferentes elementos del sistema entrada de datos para el modelo SSD AQUATOOL. (Fuente: Álvarez-Mendiola, 2010)



### 3.6 Esquemas de Simulación

Este apartado presenta los esquemas de simulación y sus escenarios creados para la zona de estudio, en base a lo mencionado en los fundamentos hidrológicos del apartado 3.5.2 Antes de realizar la gestión de cualquier SRH de debe conocer el estado actual (caso base) planteado, en primera instancia, un modelo conceptual de la gestión del sistema. La FIGURA 3.22 se muestra el esquema general de la cuenca del río Querétaro. El cual fue el punto de comparación para los distintos esquemas y escenarios.



**FIGURA 3.22 Esquema general (o modelo conceptual) de la cuenca del río Querétaro.**

**Creación con el modelo SimWin.**



El esquema anterior contiene los principales cuerpos de agua mencionados en el apartado 3.2.5. Los ríos se consideraron como conducciones tipo 1 debido a que no se contó con información significativa que indicara que hay infiltración de agua desde cauce del río hacia el acuífero.

Una vez planteado el modelo conceptual de la gestión del SRH, teniendo en mente los cuerpos de agua involucrados en la gestión ha de realizarse la calibración de un caso simplificado de la zona de estudio, la realización de los casos simplificados de los esquemas es debido a que no se tuvo los elementos suficiente para hacer una representación más detallada de la realidad, como es el caso de las aguas subterráneas. (Acuíferos) por lo que solamente interviene en estos esquemas y sus escenario de la gestión lo relativo a las aguas superficiales.

Para ello se ha utilizado SimWin y con el conocimiento de la gestión (cuenca del río Querétaro) se han definido algunos escenarios de gestión que generen un menor déficit de suministro a las demandas urbanas y de otros usos, en función de los volúmenes embalsados en las presas y el número de prioridades según la zona.

Por lo anterior, se procedió a obtener los resultados del caso base de cada esquema de gestión mostrados en los apartados 3.6.1, 3.6.2, 3.6.3.

A manera de ejemplo se muestra la FIGURA 3.23 la captura de información de las Curvas elevaciones áreas capacidades (CEAC) de una de las presas de cabecera, que se utiliza en el modelo SimWin del sistema de Soporte a la Decisión AQUATOOL.



Descripción del embalse

Nombre: Presa Santa Catarina  Visualizar nombre

Infiltración: COTA/SUPERFICIE/VOLUMEN/EVAPORACION

Cota	Sup. (Ha)	Volum. (Hm <sup>3</sup> )	Evaporación media (mm/mes)			
1991.4	0.000	0.000	Oct 0.000	Abr 0.000	Nov 0.000	May 0.000
1992	0.320	0.001	Dic 0.000	Jun 0.000	Ene 0.000	Jul 0.000
1993	82.779	0.416	Feb 0.000	Ago 0.000	Mar 0.000	Sep 0.000
1994	109.343	1.377				
1995	143.637	2.642				
1996	184.455	4.282				
1997	224.852	6.329				
1998	277.442	8.840				
1999	322.878	11.842				
2000	369.443	15.304				

Aceptar Cancelar

FIGURA 3.23. Captura de información de las Curvas elevaciones-áreas-capacidades de la Presa Santa Catarina.

La FIGURA 3.24 siguiente muestra la captura de datos en volúmenes máximos, objetivos y mínimos que maneja la presa mensualmente seguida la FIGURA 3.25 que muestra la tabla de aportaciones.

Descripción del embalse

Nombre: Presa Santa Catarina  Visualizar nombre

Infiltración: Coef. A 0 Coef. B 0 Coef. C 0

Número prioridad 0

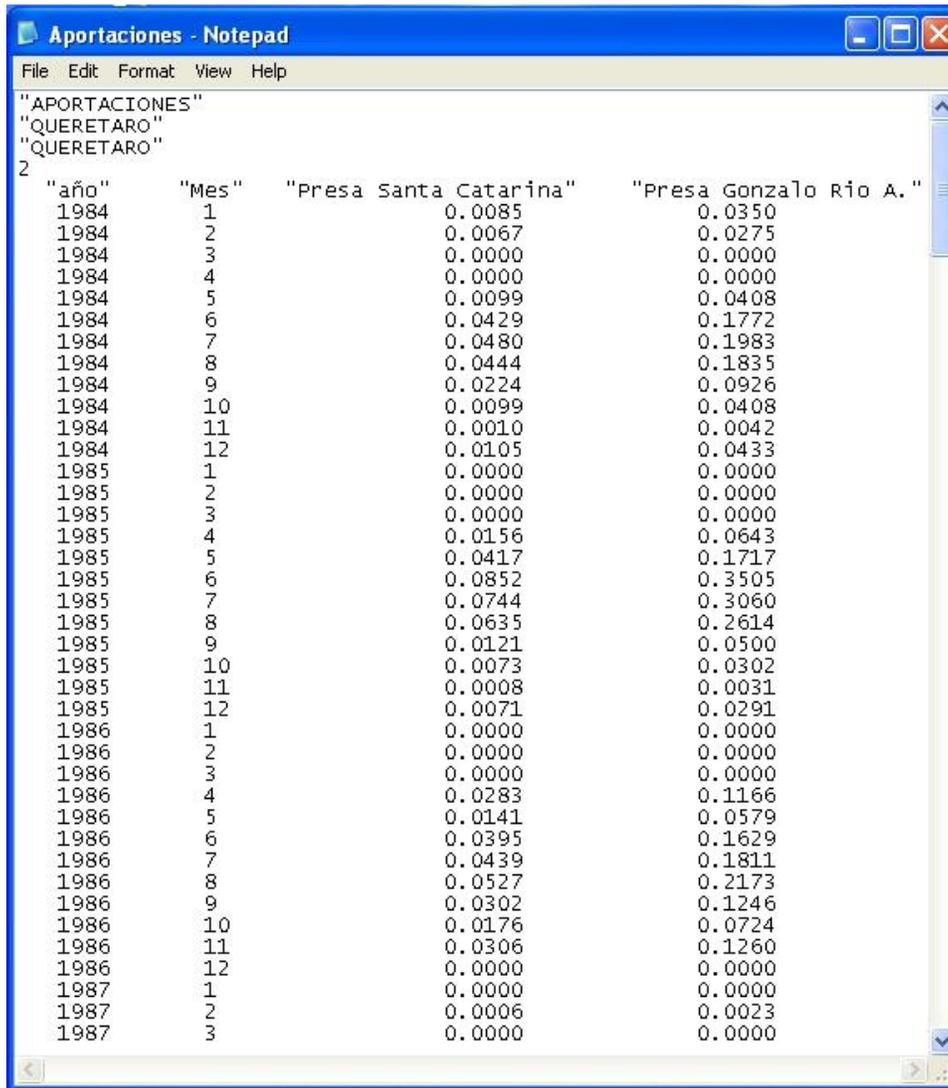
Nudo vertidos: Volumenes

VOLUMENES

		Volumen máximo		Volumen objetivo		Volumen mínimo	
Oct	Abr	1.312	1.030	0.434	0.257	0.434	0.257
Nov	May	1.201	2.352	0.239	0.674	0.239	0.674
Dic	Jun	0.381	3.107	0.103	1.415	0.103	1.415
Ene	Jul	2.173	3.060	0.381	1.553	0.381	1.553
Feb	Ago	0.887	3.303	0.079	1.617	0.079	1.617
Mar	Sep	0.375	3.572	0.071	1.144	0.071	1.144

Aceptar Cancelar

FIGURA 3.24 Captura de datos en volúmenes máximos, objetivos y mínimos que maneja la presa mensualmente.



"año"	"Mes"	"Presa Santa Catarina"	"Presa Gonzalo Rio A."
1984	1	0.0085	0.0350
1984	2	0.0067	0.0275
1984	3	0.0000	0.0000
1984	4	0.0000	0.0000
1984	5	0.0099	0.0408
1984	6	0.0429	0.1772
1984	7	0.0480	0.1983
1984	8	0.0444	0.1835
1984	9	0.0224	0.0926
1984	10	0.0099	0.0408
1984	11	0.0010	0.0042
1984	12	0.0105	0.0433
1985	1	0.0000	0.0000
1985	2	0.0000	0.0000
1985	3	0.0000	0.0000
1985	4	0.0156	0.0643
1985	5	0.0417	0.1717
1985	6	0.0852	0.3505
1985	7	0.0744	0.3060
1985	8	0.0635	0.2614
1985	9	0.0121	0.0500
1985	10	0.0073	0.0302
1985	11	0.0008	0.0031
1985	12	0.0071	0.0291
1986	1	0.0000	0.0000
1986	2	0.0000	0.0000
1986	3	0.0000	0.0000
1986	4	0.0283	0.1166
1986	5	0.0141	0.0579
1986	6	0.0395	0.1629
1986	7	0.0439	0.1811
1986	8	0.0527	0.2173
1986	9	0.0302	0.1246
1986	10	0.0176	0.0724
1986	11	0.0306	0.1260
1986	12	0.0000	0.0000
1987	1	0.0000	0.0000
1987	2	0.0006	0.0023
1987	3	0.0000	0.0000

**FIGURA 3.25** Tabla representativa de aportaciones a presas y embalses.

Como en las imágenes anteriores se procedió a la captura de datos para cada una de las estructuras involucradas en la zona bajo estudio (presas y bordos).



Una vez establecido el modelos conceptuales iniciales (caso base) se procedió a ejecutar el modelo de simulación de la gestión con el fin de ir corroborando la gestión actual del agua bajo estos mismos, cuyos esquemas se muestran en los apartados siguiente.

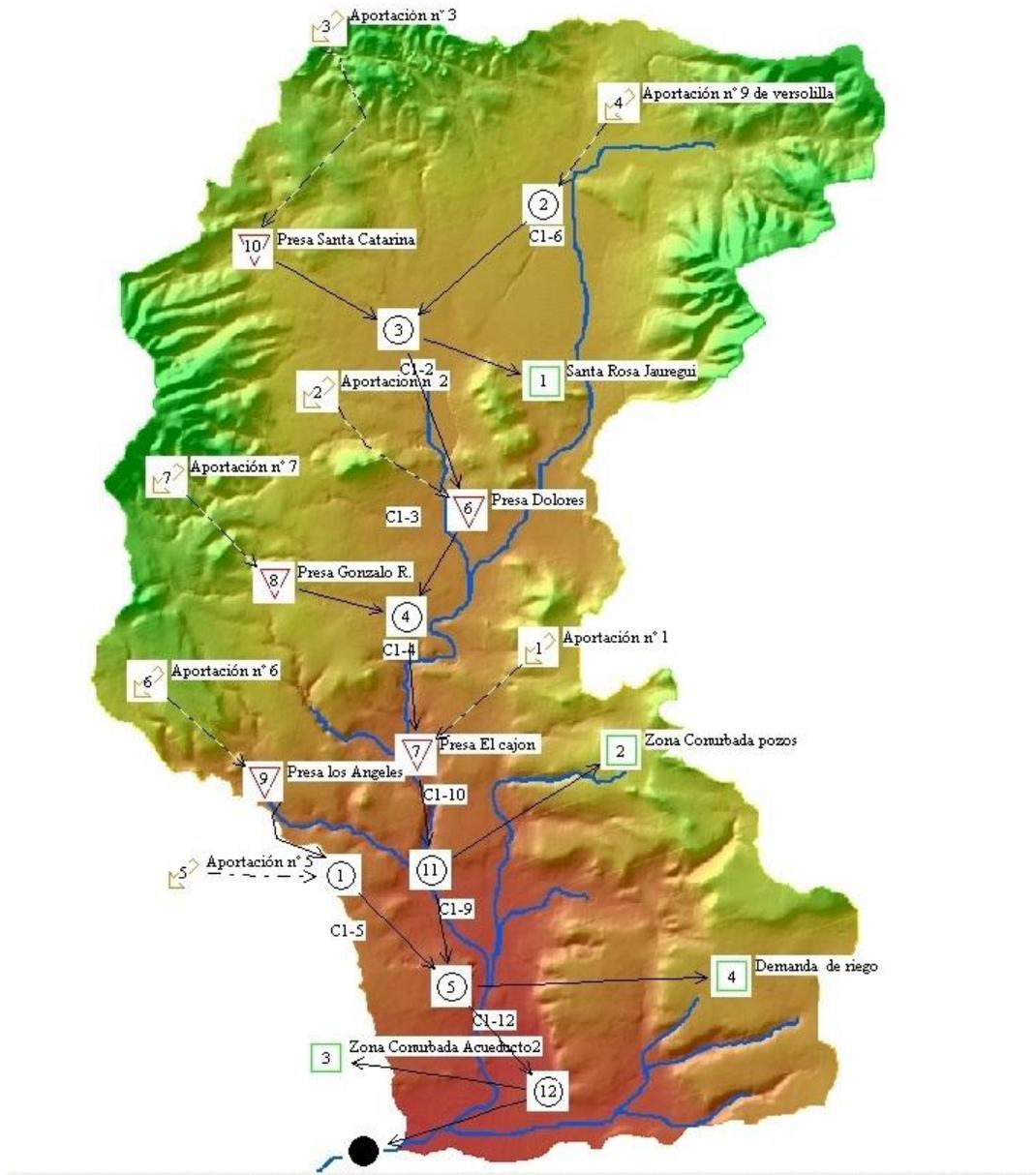
La razón por la cual se crearon 3 sub esquemas de la cuenca del río Querétaro es para trabajar parcialmente cada uno por separado, debido a la complejidad de trabajar con el esquema completo. Trabajar de manera parcial hace tener más detalle al gestionar el recurso hídrico por lo cual para cada uno de los esquemas se le añadió sus demandas y aportaciones pertinentes.

Los tres sub esquemas creados se presentan en los apartados 3.6.1, 3.6.2, 3.6.3. Cuyos nombres, dados a sus afluentes principales para dichos esquemas son Arroyo jurica (Primer esquema de gestión), Río Querétaro (Segundo esquema de gestión), Río el Pueblito (Tercer esquema de gestión).

Cabe señalar que la simulación se corrió de manera natural es decir, que el sistema regulara las demandas, debido a la falta de información de la gestión de cada presa y se realizó la simulación para 24 años de registros mismos que fueron calculadas las aportaciones, pero para esta tesis se muestran en las gráficas lo correspondiente a 10 años de simulación, lo anterior debido a lo poco visual de mostrar los resultados con un registro tan extenso (24 años) pero fue necesaria hacer la corrida en el simulador con estos registros todos los registros dado que el programa calibra el flujo para todo el periodo histórico. Así mostrando los resultados del simulador más pertinentes.

### 3.6.1 Primer esquema de gestión, Arroyo Jurica

Se presenta en la FIGURA 3.26 primer esquema de gestión cuyo afluente principal es el del Arroyo Jurica perteneciente a la parte norte de la cuenca del Río Querétaro. El esquema muestra la simplificación de la infraestructura utilizada en la gestión del recurso hídrico.



**FIGURA 3.26** Primer esquema de gestión con la micro cuenca perteneciente al Arroyo jurica.



De los nudos nótese que 5 son embalses (ver apéndice B), 4 son demandas entre ellas una de riego (ver apartado 3.2.4) y se enumeran conjuntamente con otros nudos, nótese así que el nudo relleno de negro es el nudo final del sistema.

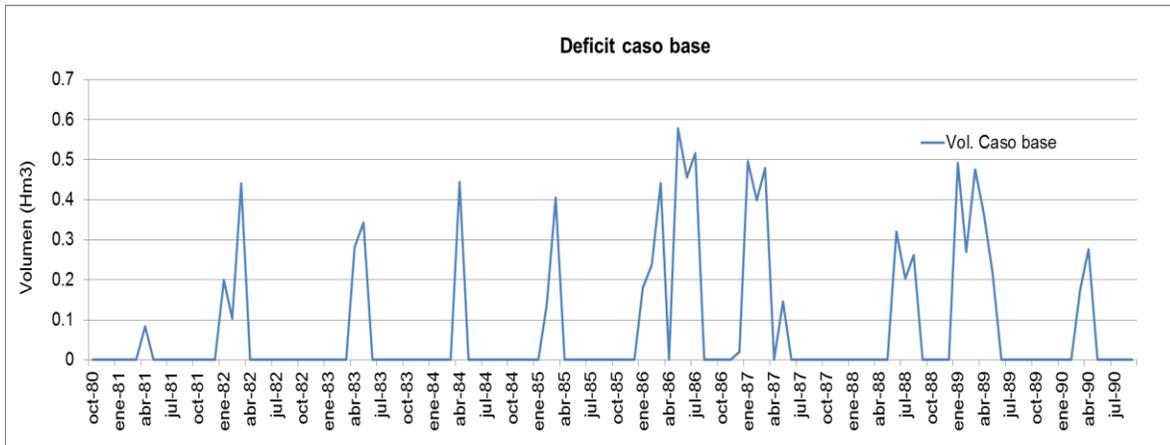
A cada embalse del sistema se introdujeron los volúmenes máximos, objetivo y mínimo. Donde los valores Max fueron utilizados los valores más altos registrados de manera mensual de las aportaciones calculadas, (a falta escurrimientos históricos ) los valores de volúmenes objetivos y mínimos serias de igual manera los valores promedio y mínimos de las aportaciones (En los casos donde no se contaron con ellos) .No se considera necesario ver a detalle dichos volúmenes, ya que para la finalidad del estudio y la amplitud del registro de datos, no son relevantes, pues se habla de un estudio a nivel cuenca.

Al hablar de un caso simplificado, se supone una capacidad de máximas sueltas controladas, (lo equivalente al NAME de cada presa) se asigna un valor nulo a las pérdidas por infiltración y se supone un volumen inicial, con respecto a la capacidad de dichas presas y embalses. Se incorporaron aportaciones y aportaciones intermedias que se verán reflejados en el comportamiento de la simulación. Con respecto a las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000 Hm<sup>3</sup> mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos. Se puede apreciar en el esquema cuales embalses derivan a cada demanda por su conducción en el esquema. Cabe mencionar que se aglomero la demanda agrícola en una sola demanda al final del esquema, debido a que estas se encontraban repartidas en pequeñas demandas agrícolas a lo largo del sistema, con lo anterior declarando esta demanda al final, para que la simulación tomara en cuenta el agua sobrante o vertidas de aguas arriba y afectara al final en la zona agrícola. Siendo importante esta, una gran cantidad de agua suministrada y por lo tanto restada en el periodo de simulación. Con el criterio anterior, se ejecutó el simulador y se obtuvieron los volúmenes de déficit para cada una de las demandas de esta zona de estudio y

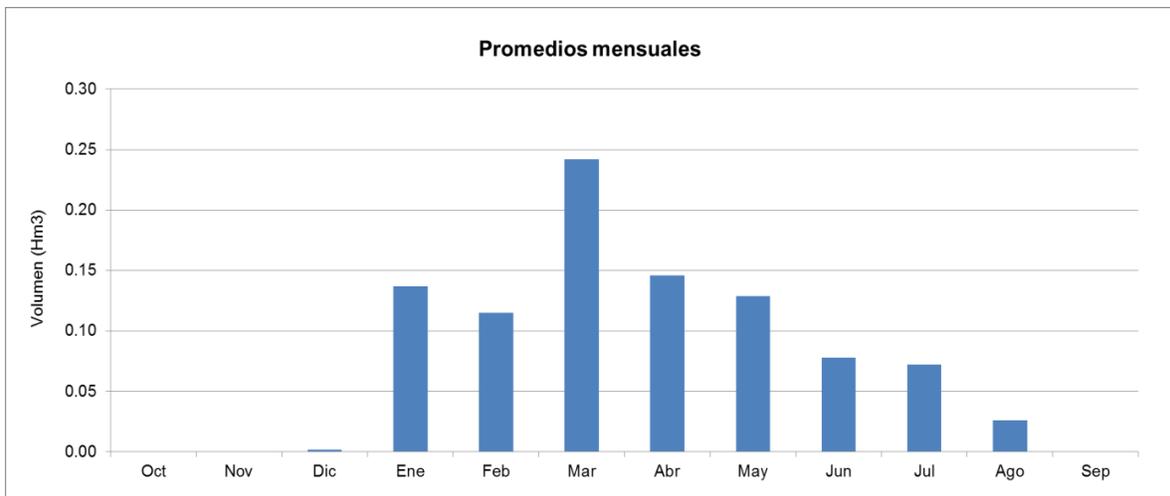


volúmenes finales en embalses y presas, para así conocer la situación actual. (Sin reglas de operación).

Se presentan la gráfica del Vol. déficit para un periodo de 10 años de simulación y la gráfica de Vol. de déficit promedio mensual de dicho periodo para la demanda Santa Rosa de Jáuregui de la simulación del caso base.



**GRÁFICA 3.15. Volúmenes de déficit del caso base, demanda urbana Santa Rosa de Jáuregui (10 años de simulación)**

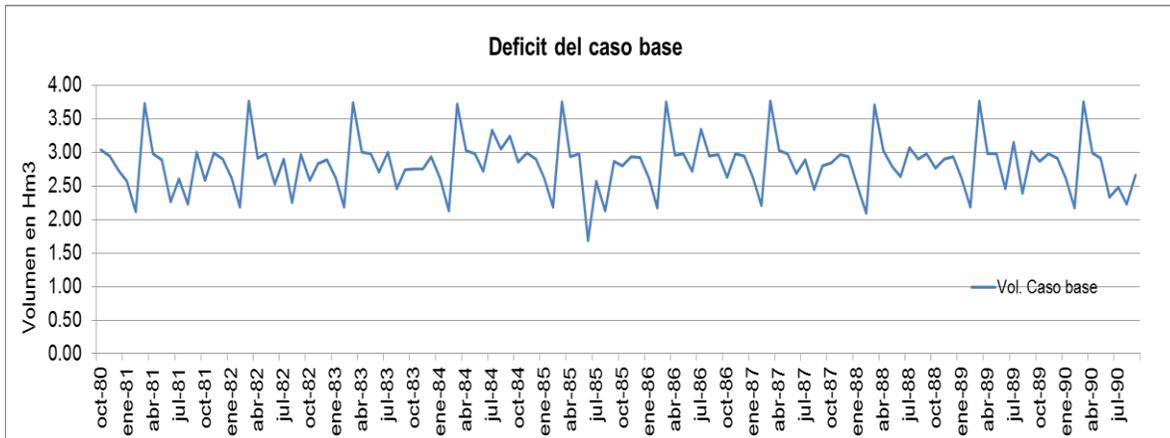


**GRÁFICA 3.16. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda urbana Santa Rosa de Jáuregui (10 años de simulación)**

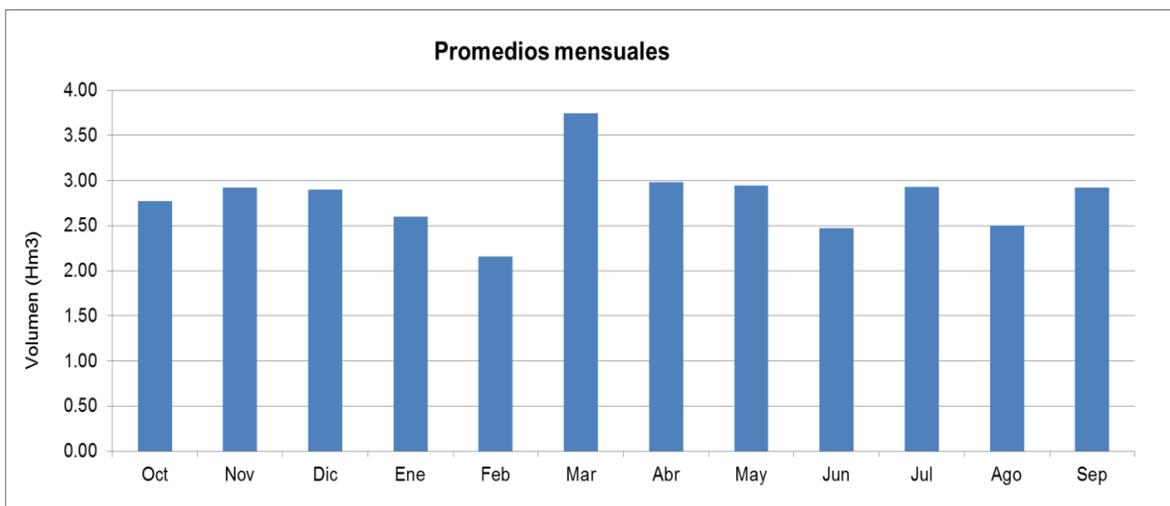


Para la cual el déficit de suministro promedio anual a la demanda en la zona urbana Santa Rosa de Jáuregui son del orden de 945,500.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)

Para la zona conurbada pozos tenemos que se obtienen los siguientes volúmenes de déficit.



**GRÁFICA 3.17. Volúmenes de déficit del caso base, demanda zona conurbada pozos (10 años de simulación)**

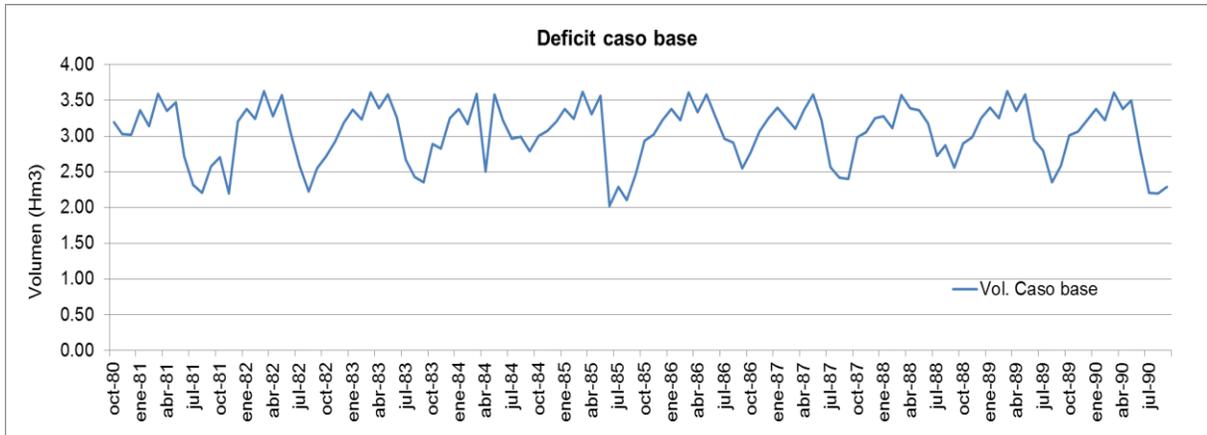


**GRÁFICA 3.18. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda zona conurbada pozos (10 años de simulación)**

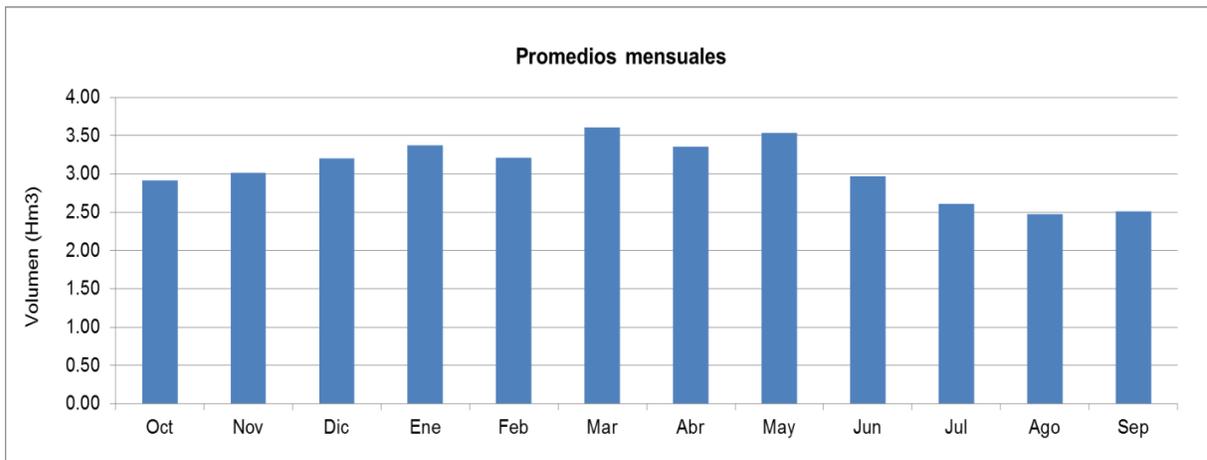


Para la cual los déficit de suministro promedio anual a la demanda en la zona conurbada pozos son del orden 33, 867,400.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)

Para la zona conurbada acueducto tenemos que se obtienen los siguientes volúmenes de déficit.



**GRÁFICA 3.19. Volúmenes de déficit del caso base, demanda zona conurbada acueducto (10 años de simulación)**

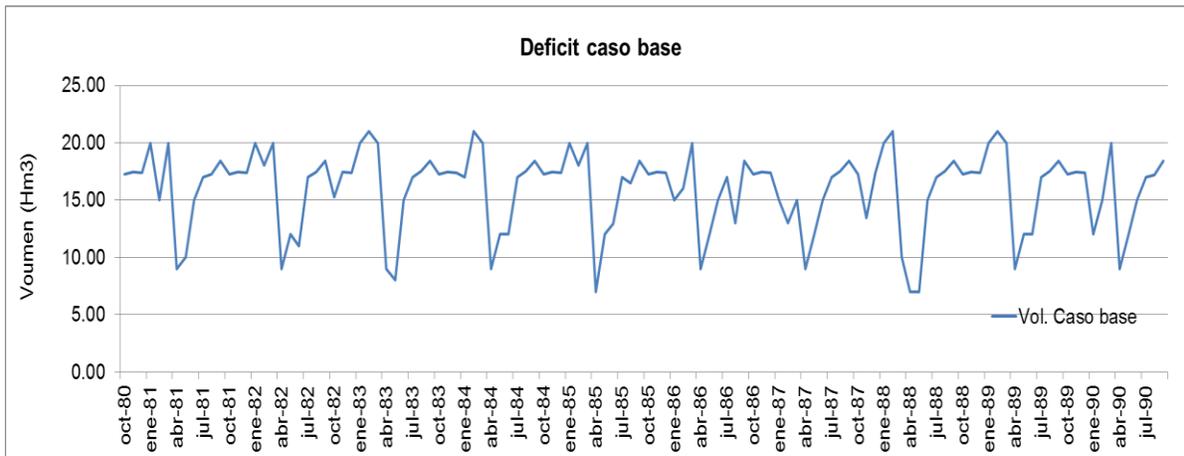


**GRÁFICA 3.20. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda zona conurbada acueducto (10 años de simulación)**

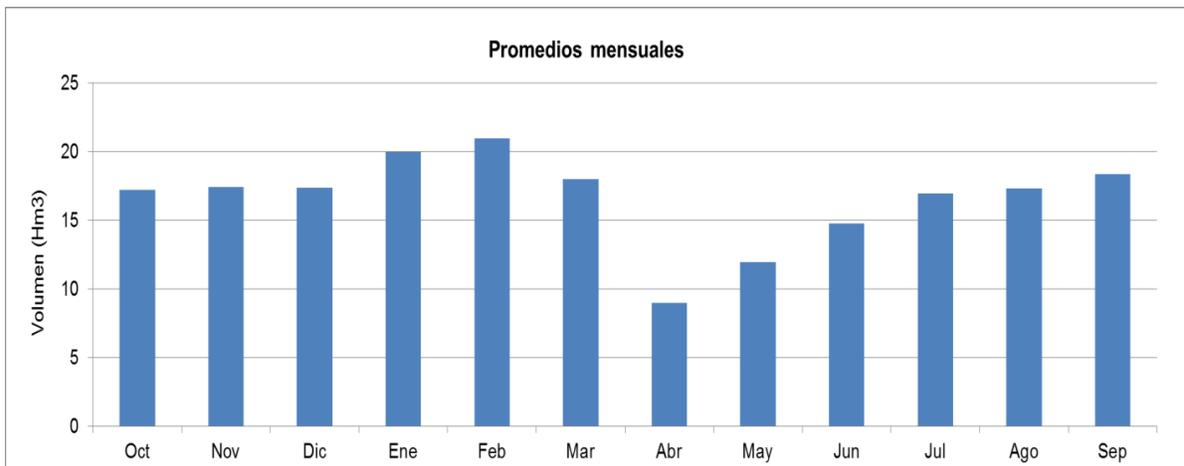


Para la cual los déficit de suministro promedio anual a la demanda en la zona conurbada acueducto son del orden de 36, 764,000.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)

De manera adicional el simulador al hacer el balance de flujo conservativo en el SRH este muestra los déficits en el suministro a la demanda de riego y tenemos así, que se obtienen los siguientes volúmenes de déficit.



**GRÁFICA 3.21. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego Querétaro (10 años de simulación)**



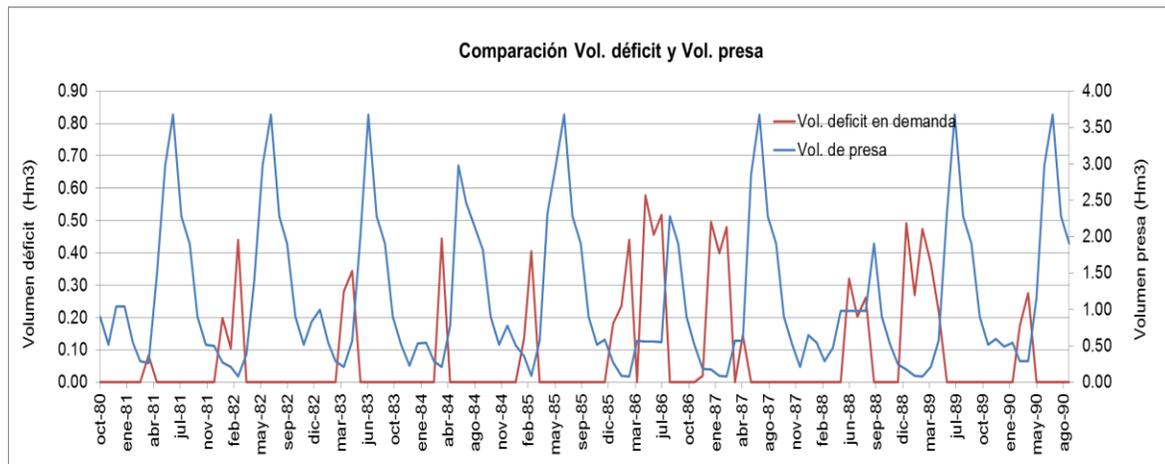
**GRÁFICA 3.22. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego Querétaro (10 años de simulación)**



Para la cual el déficit de suministro promedio anual a la demanda del Pueblito son del orden de 201, 623,000 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)

En las siguientes graficas se pretende dar una clara idea de cómo afectan los volúmenes de embalses y presas directamente en las demandas consuntivas

A manera de ejemplo se presenta la GRÁFICA 3.23 comparativa de la Presa Santa Carina comparada con la demanda consuntiva de la zona Santa rosa de Jáuregui



**GRÁFICA 3.23. Comparación del déficit del caso base, demanda urbana Santa Rosa de Jáuregui y volumen al final del embalse presa Santa Catarina (10 años de simulación)**

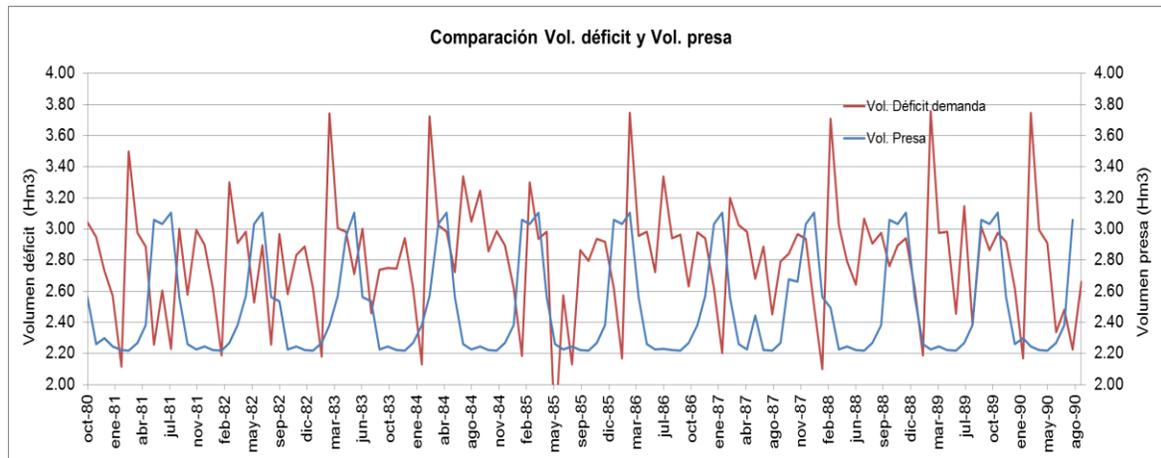
Se puede apreciar como en la simulación caso base, los volúmenes almacenados al final de la simulación en la presa Santa Catarina coinciden con el déficit de suministros a la población, observándose que corresponde a los periodos donde la presa presenta los menores volúmenes.

Para este caso, la simulación es favorable debido a que el agua superficial de la presa Santa Catarina es suficiente para suministrar el agua demandada por la zona urbana santa rosa de Jáuregui.



El volumen medio de almacenamiento es de 1.50 Hm<sup>3</sup> y el volumen medio de déficit para la demanda es de 0.10 Hm<sup>3</sup>. Observar volúmenes (hm<sup>3</sup>) de ejes.

La grafica siguiente muestra la comparativa de la Presa el Cajón comparado con la demanda consuntiva de zona conurbada pozos



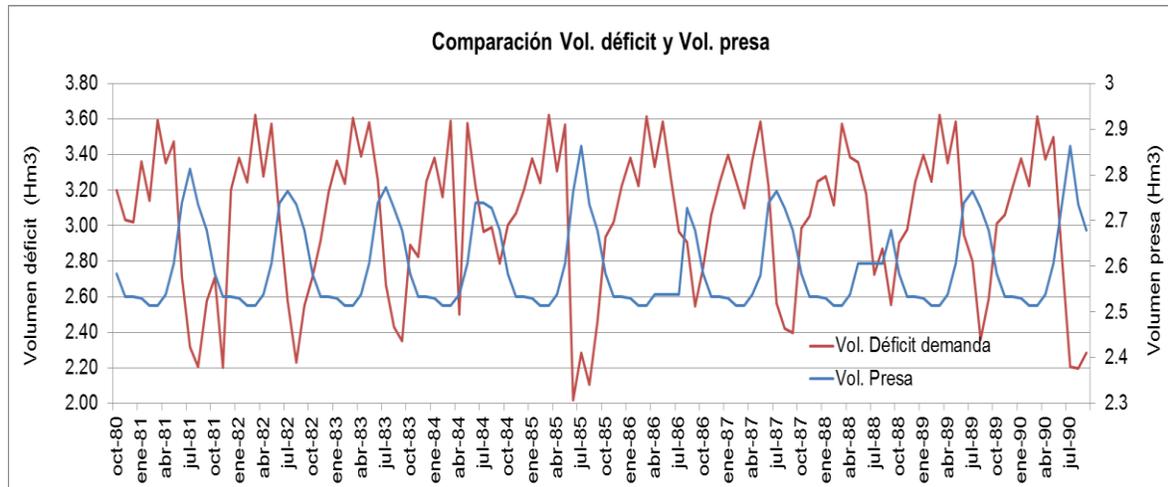
**GRÁFICA 3.24. Comparación del déficit del caso base, demanda zona conurbada pozos y volumen al final del embalse presa el Cajón (10 años de simulación)**

En el caso de la presa el cajón y la demanda de la zona conurbada pozos el volumen de esta fue la acumulación de los volúmenes sobrantes aguas arriba o vertidos como son las presas Gonzalo Río Arriente y dolores, se puede apreciar como a pesar de tener los volúmenes aguas arriba, para esta demanda no son satisfechos en su totalidad pues es esta zona la demanda de agua viene estando arriba de los volúmenes superficiales en el SRH, pero también se mantiene a niveles considerables de llenado para el suministro de esta Observar volúmenes (hm<sup>3</sup>) de ejes.

Cabe señalar que para esta comparación los volúmenes medios de déficit oscilan entre 2.40 hm<sup>3</sup> y el volumen del embalse 2.50 hm<sup>3</sup>.



La grafica siguiente muestra la comparativa de la Presa los Ángeles, comparados con la demanda consuntiva de zona conurbada acueducto.



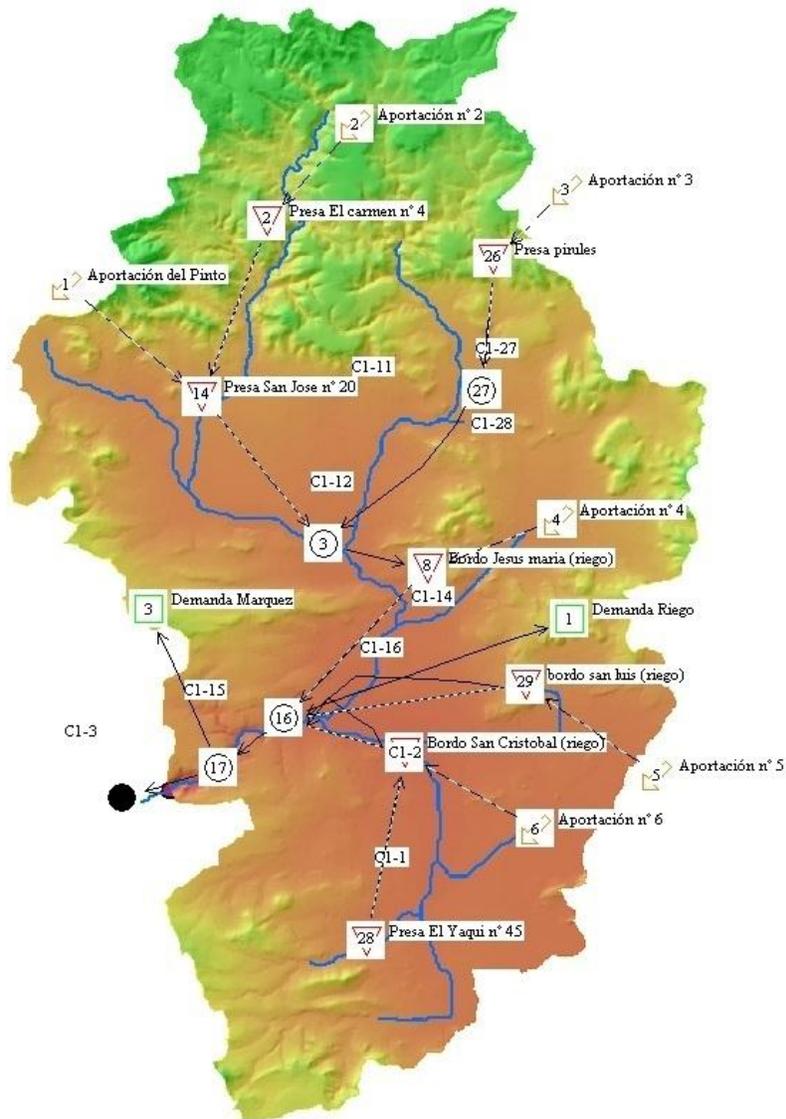
**GRÁFICA 3.25. Comparación del déficit del caso base en la zona conurbada acueducto y volumen al final del embalse presa los Ángeles (10 años de simulación)**

En el caso de la presa los Ángeles se puede apreciar como los volúmenes no satisfacen toda la demanda. Una consideración a esta demanda es debido a que el simulador al hacer el balance, va suministrando agua por su red de flujo a las distintas demandas, intenta satisfacer dichas demandas de acuerdo a sus volúmenes en presas y aportaciones dentro del registro histórico. También cabe señalar que la capacidad de la presa es pequeña puesto que la demanda en esta zona es muy alta. Observar volúmenes (hm<sup>3</sup>) de ejes.

Cabe señalar que para esta comparación los volúmenes medios de déficit oscilan entre 3.2 hm<sup>3</sup> y el volumen del embalse 2.5 hm<sup>3</sup>.

### 3.6.2 Segundo esquema de gestión, Río Querétaro.

Se presenta en la FIGURA 3.27 el segundo esquema de gestión cuyo afluente principal es el Río Querétaro que en su mayoría pertenece al municipio del Marqués junto con sus obras hidráulicas y demandas agrícolas. El esquema muestra la simplificación de la infraestructura utilizada en la gestión del recurso hídrico.



**FIGURA 3.27 Segundo esquema de gestión, micro-cuena perteneciente al Río Querétaro**



De los nudos nótese que 7 son embalses de los cuales 4 son destinados al riego (Presa Pirules, Bordo San Cristóbal, Bordo San Luis y Bordo Jesús María). 2 son para el control de avenidas (Presa San José y Presa Yaqui) y 1 son para el almacenamientos (Presa Carmen). Con esto se hace notar que la mayoría de la infraestructura hidráulica, son para el control de avenidas y almacenamientos de agua destinados a las zonas de riego, limitando así la gestión para la zona urbana.

Al recolectar la información solo se obtuvo el volumen suministrado a la mancha urbana del municipio del Marqués (ver apartado 3.2.4).

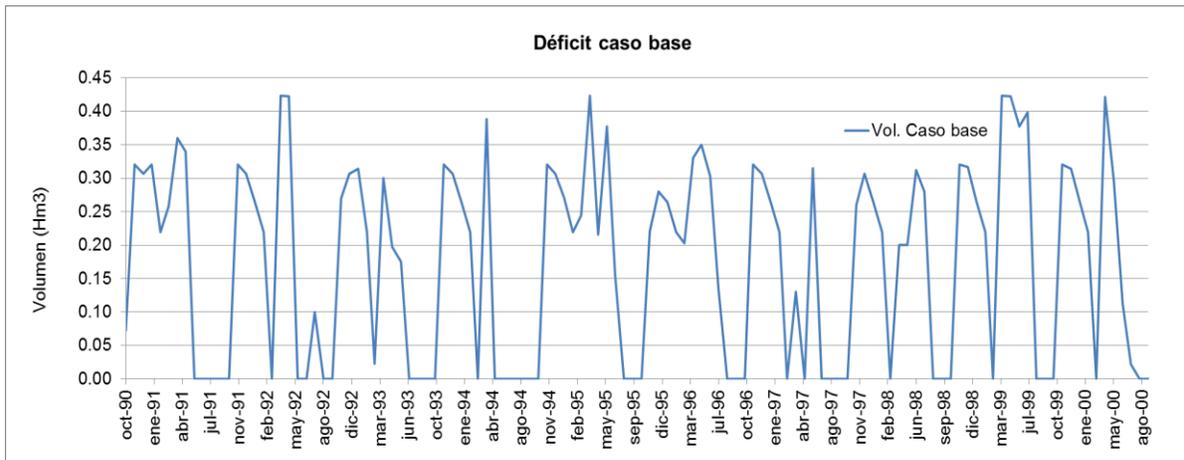
Con lo anterior debido a la falta de información suficiente no se pudo indagar más en esta zona y en el esquema de gestión presentado en este apartado se agrupa una sola demanda llamada “demanda Marqués” Ver FIGURA 3.27

De igual manera que el esquema anterior se aglomero la demanda agrícola en una sola demanda al final del esquema, debido a que estas se encontraban repartidas en pequeñas demandas agrícolas a lo largo del sistema, con lo anterior declarando esta demanda al final, para que la simulación tomara en cuenta el agua sobrante o vertidas de aguas arriba y afectara al final en la zona agrícola. Siendo importante esta, una gran cantidad de agua suministrada y por lo tanto restada en el periodo de simulación

Se ejecutó el simulador y se obtuvo el volumen de déficit para la demanda establecida de esta zona de estudio y volumen final de la presa el Carmen (principal fuente de abastecimiento superficial) para así conocer la situación actual del sistema de explotación del recurso hídrico



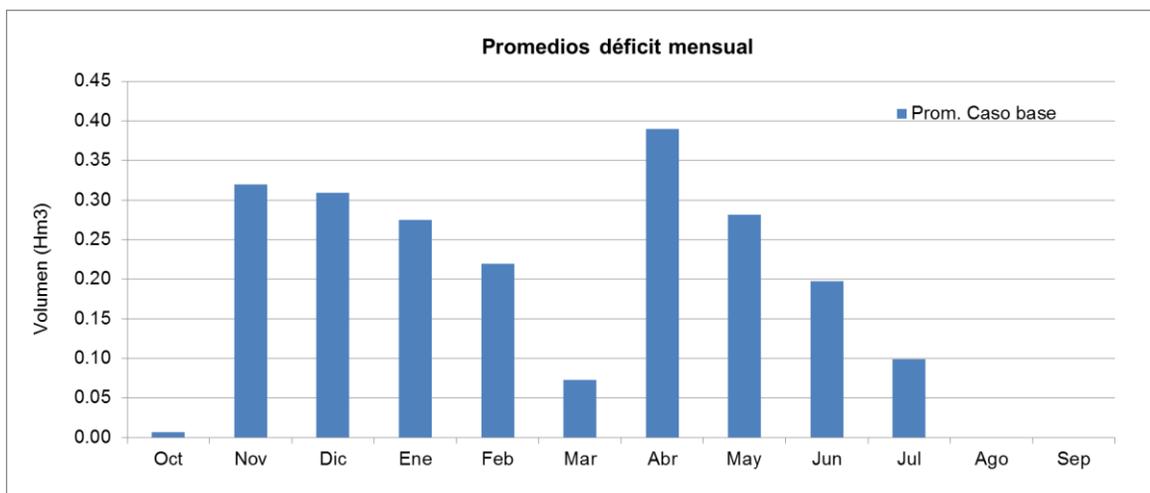
Se presentan la gráfica del Vol. déficit para un periodo de 10 años de simulación y la gráfica de Vol. de déficit promedio mensual de dicho periodo para la demanda del Marqués de la simulación del caso base.



**GRÁFICA 3.26. Volúmenes de déficit del caso base, demanda del Marqués (10 años de simulación)**

Al no contar con los suficientes suministros superficiales, el déficit de suministro a la demanda del Marqués es alto, pues como se explicó al inicio de este apartado la mayoría de su infraestructura hidráulica está destinada al riego

Sin embargo comparados con los volúmenes al final del embalse (mostrados más adelante) estos pueden llegar a ser satisfechos A continuación se presenta los promedios mensuales de déficit de esta demanda.

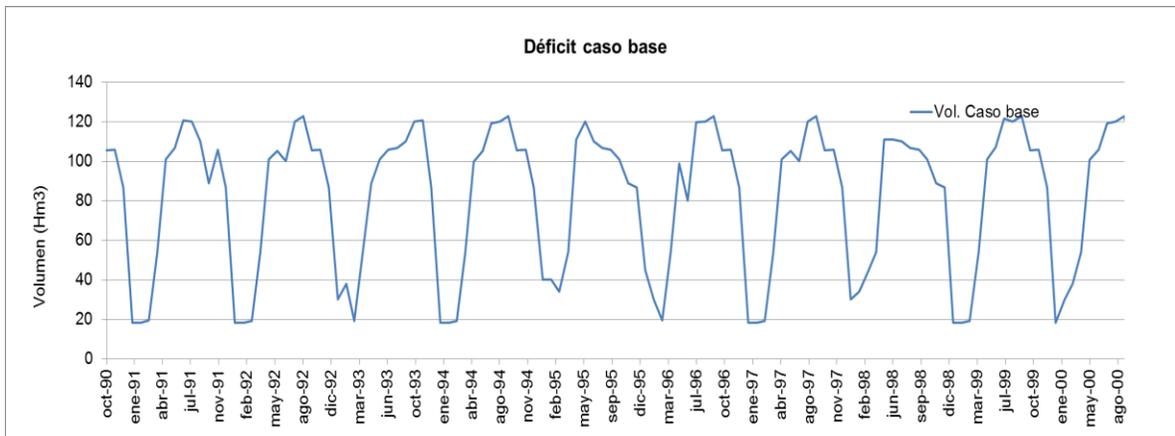


**GRÁFICA 3.27. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda del Marqués (10 años de simulación)**

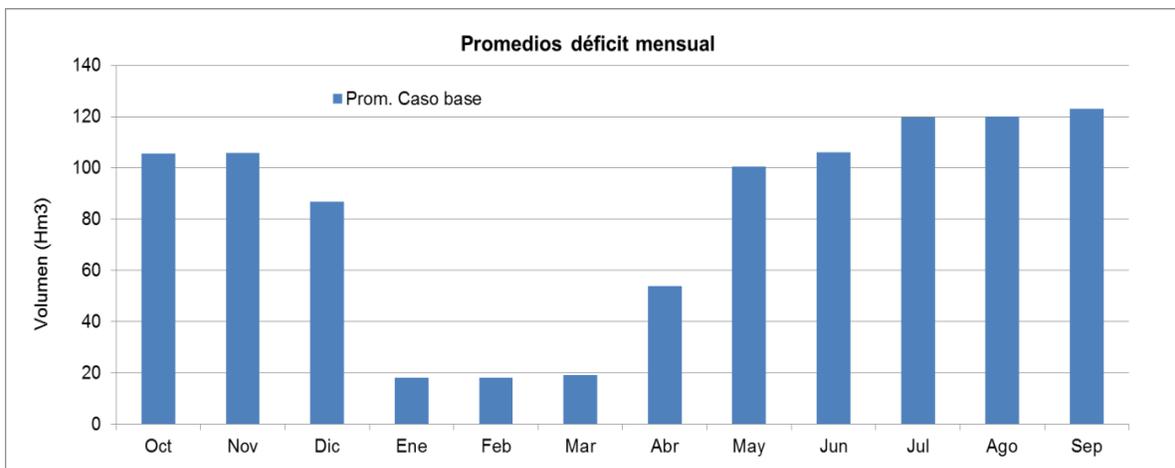
Para la cual los déficit de suministro promedio anual a la demanda del Marqués son del orden de 1, 791,000.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)



Al no poder indagar más en las demandas urbanas para esta zona de estudio se presentan el déficit de suministro a la demanda de riego del Marqués GRÁFICA 3.28. Para la demanda de riego tenemos que se obtienen los siguientes volúmenes de déficit.



**GRÁFICA 3.28. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego del Marqués (10 años de simulación)**

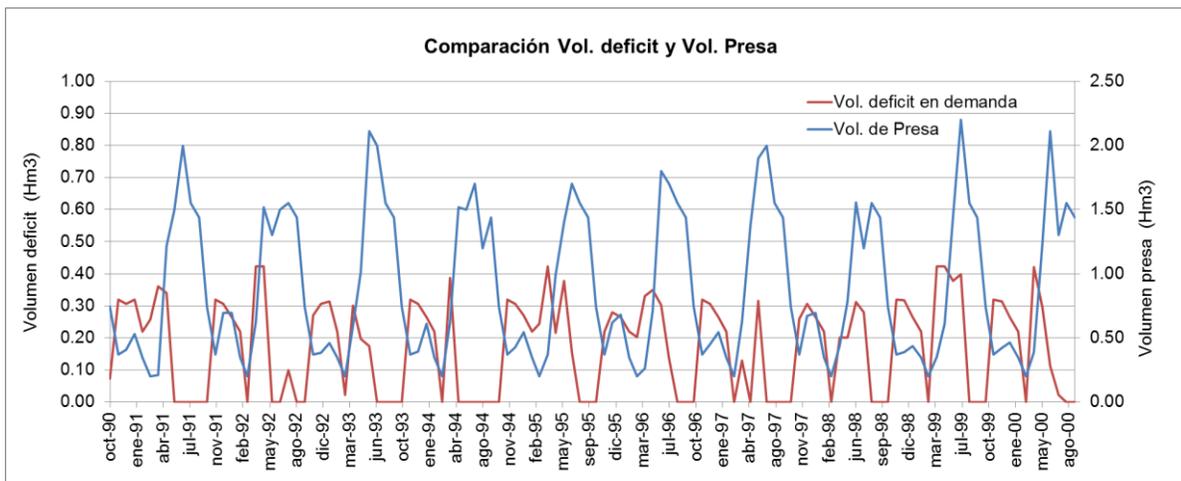


**GRÁFICA 3.29. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego (10 años de simulación)**



Para la cual el déficit de suministro promedio anual a la demanda de riego es de 977, 148,000.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años).

En la siguiente grafica se pretende dar una clara idea de cómo afectan los volúmenes de embalses y presas directamente en las demandas consuntivas. A manera de ejemplo se presenta la gráfica comparativa de la Presa El Carmen comparada con la demanda consuntiva del Marqués.



**GRÁFICA 3.30. Comparación del déficit del caso base, demanda urbana del Marqués y volumen al final del embalse presa El Carmen (10 años de simulación)**

Para este caso la simulación fue favorable debido a, que al juntar todas las demandas en una sola, y al contar con un sistema de suministro superficial (Presa Carmen) el cual es suficiente para cubrir esta demanda, los déficit son menores comparados con los volúmenes de dicho embalse, satisfaciendo esta zona. Observar volúmenes (hm<sup>3</sup>) de ejes.



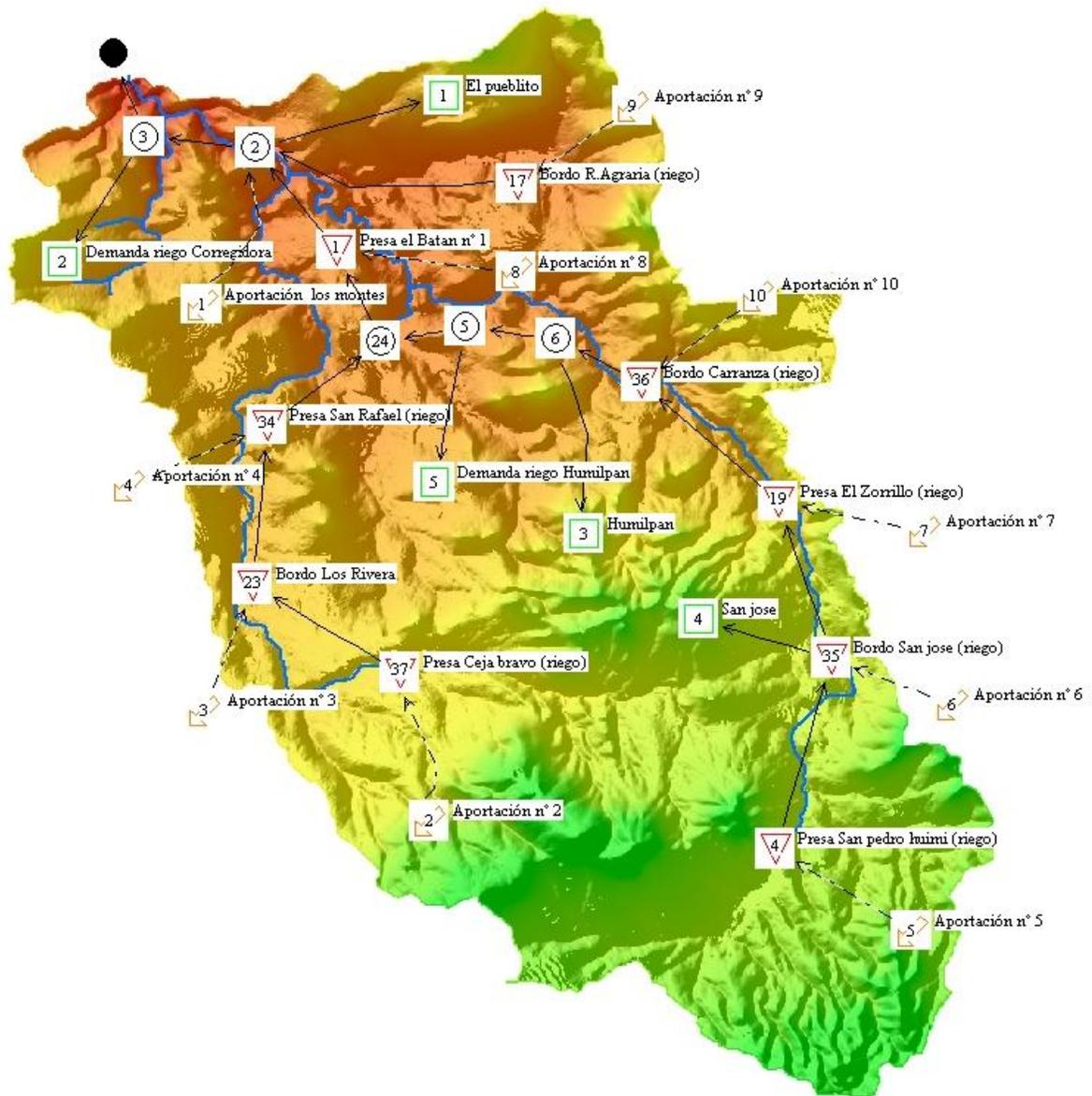
Se aprecia la GRÁFICA 3.30 como la simulación caso base, los volúmenes almacenados al final de la simulación en la presa el Carmen coinciden con el déficit de suministros a la población, observándose que corresponde a los periodos donde el embalse esta con poco volumen (pero no vacío).

El volumen medio de almacenamiento es de  $0.90 \text{ Hm}^3$  y el volumen de déficit para la demanda es de  $0.18 \text{ Hm}^3$ .



### 3.6.3 Tercer esquema de gestión, Río el Pueblito.

Se presenta en la FIGURA 3.28 el tercer esquema de gestión cuyo afluente principal es el Río el Pueblito, que en atraviesa los municipios del Huimilpan y Corregidora .El esquema muestra la simplificación de la infraestructura utilizada en la gestión del recurso hídrico.



**FIGURA 3.28 Tercer esquema de gestión con la micro cuenca perteneciente al Río el Pueblito**



De los nudos nótese que 5 son presas de los cuales 4 son destinados al riego (Presa San Pedro Huimilpan, Zorrillo, Ceja bravo, San Rafael). Quedando la Presa Batan como almacenamiento y control de avenidas, y pequeños bordos (San José, Los Rivera, Reforma agraria) destinamos al riego. Con lo anterior se hace notar que existe la varia infraestructura hidráulica, para el almacenamiento de agua destinada a zonas de riego, limitando así la gestión para la zona urbana.

Al recolectar la información se obtuvieron los volúmenes suministrados a la mancha urbana del Pueblito del municipio de Corregidora y la demanda urbana de huimilpan (ver apartado 3.2.4). Con lo anterior debido a la falta de información suficiente no se pudo indagar más en esta zona y en el esquema de gestión presentado en este apartado se agrupa una sola demanda llamada “Huimilpan”  
FIGURA 3.28

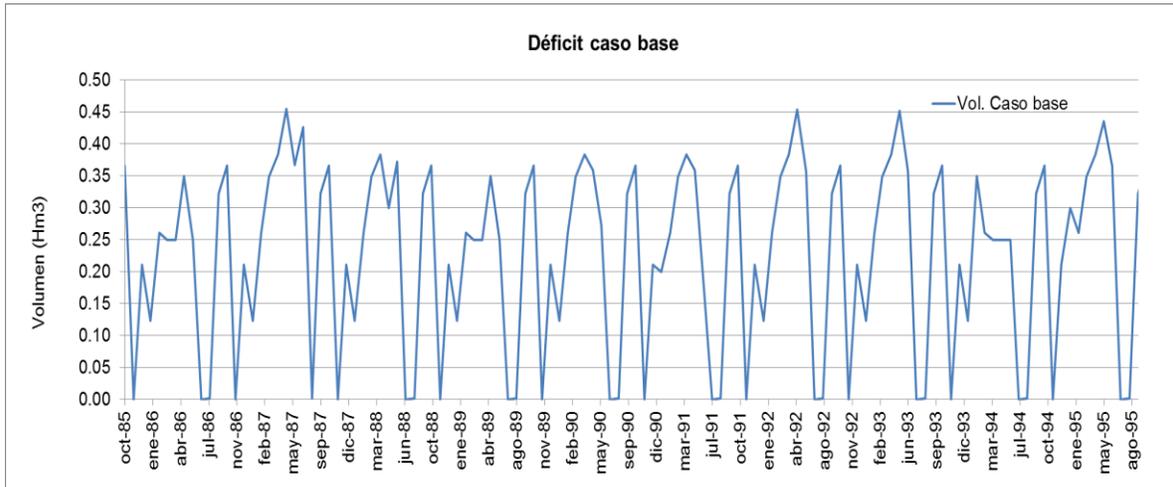
De igual manera que los esquemas anterior se aglomero una demanda agrícola al final del esquema que pertenece a la demanda del municipio de Corregidora y otra demanda de riego en el centro del esquema que pertenece a la demanda del municipio de “Huimilpan”, así respetando los suministros superficiales para cada demanda, con lo anterior la simulación tomara en cuenta el agua sobrante o vertidos aguas arriba y afectara al final en la zona agrícola.

La demanda agrícola es importante debido a que representa un gran suministro de agua y por lo tanto influye fuertemente en la ecuación de balance.

Se ejecutó el simulador y se obtuvo el volumen de déficit para las demandas de esta zona de estudio y volumen final de las presas que influyen en el suministro a dicha demandan. Para así conocer la situación actual del sistema de explotación del recurso hídrico.



Se presentan la gráfica del Vol. déficit para un periodo de 10 años de simulación y la gráfica de Vol. de déficit promedio mensual de dicho periodo para la demanda del Pueblito de la simulación del caso base.

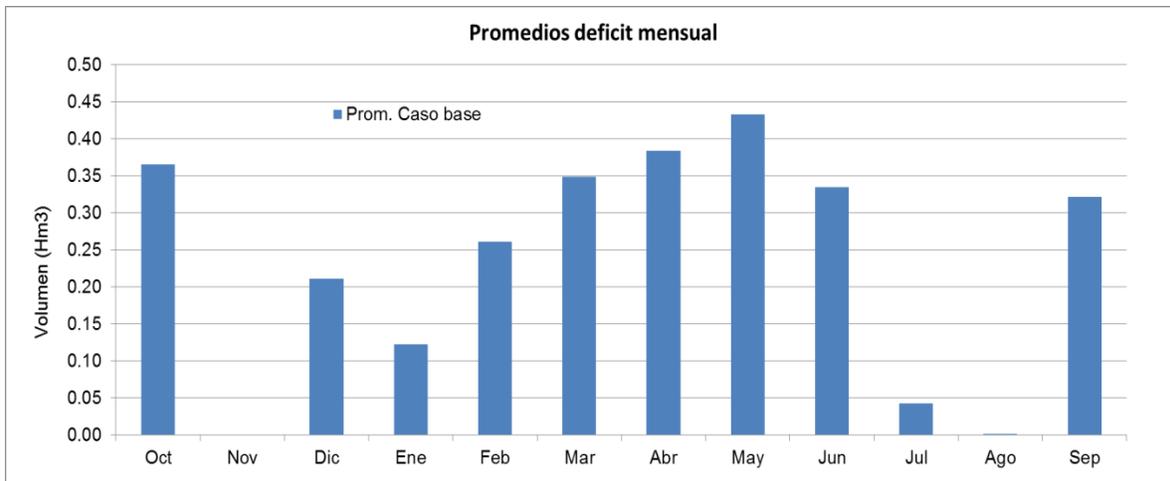


**GRÁFICA 3.31. Volúmenes de déficit del caso base, demanda urbana del Pueblito (10 años de simulación)**

Al no contar con los suficientes suministros superficiales, el déficit de suministro a la demanda del Pueblito es alto.

Sin embargo comparados con los volúmenes al final del embalse (mostrados más adelante) estos pueden llegar a ser satisfechos

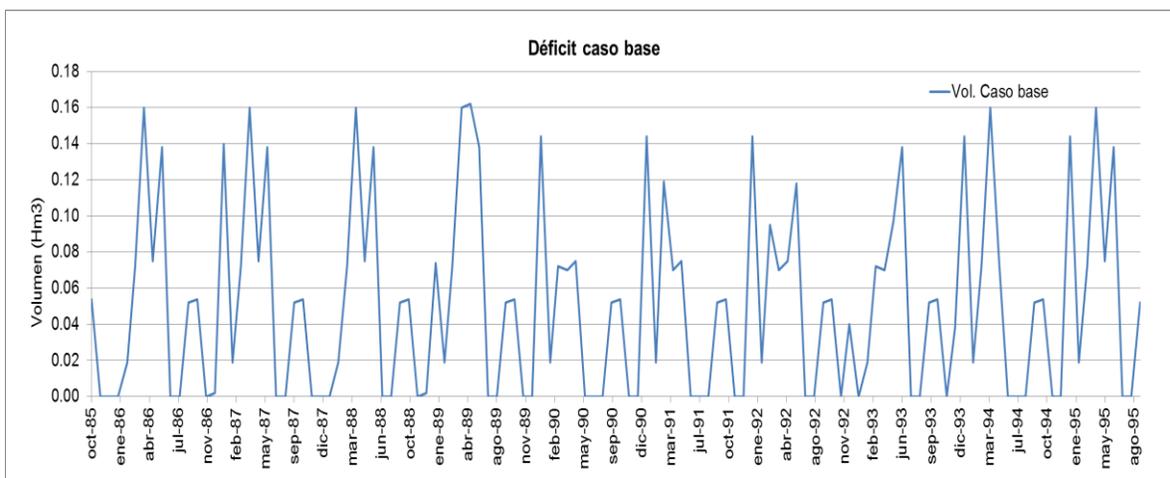
A continuación se presenta los promedios mensuales de déficit de esta demanda.



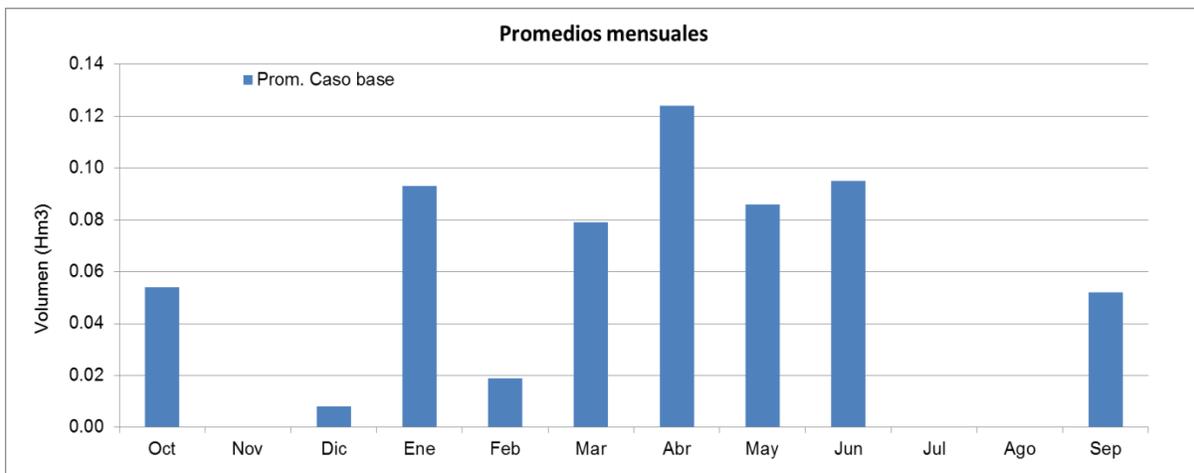
**GRÁFICA 3.32. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda urbana del Pueblito (10 años de simulación)**

Para la cual el déficit de suministro promedio anual a la demanda del Pueblito son del orden de 2, 829,000.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)

Para la demanda de Huimilpan tenemos que se obtienen los siguientes volúmenes de déficit.



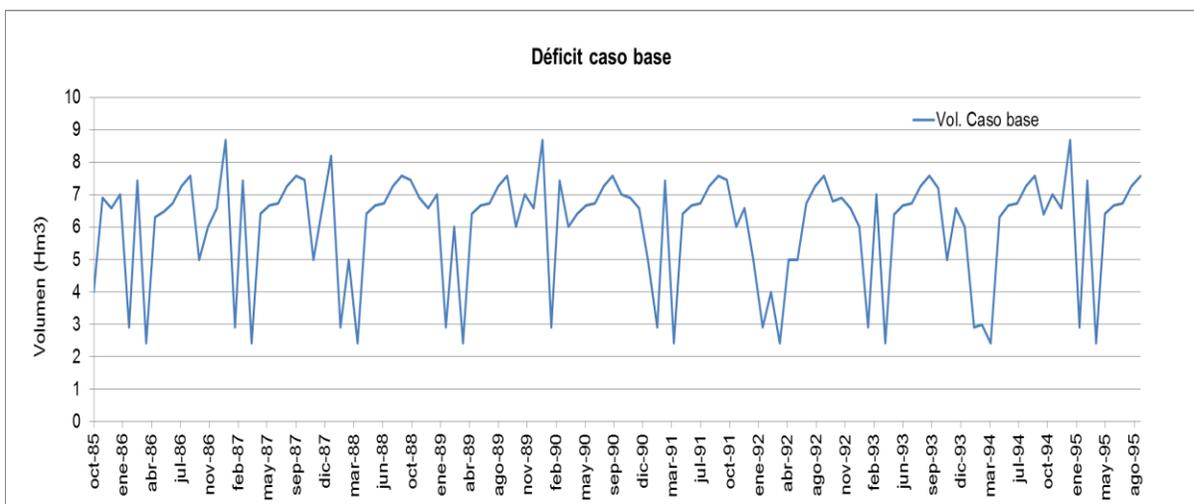
**GRÁFICA 3.33. Volúmenes de déficit del caso base, demanda urbana de Huimilpan (10 años de simulación)**



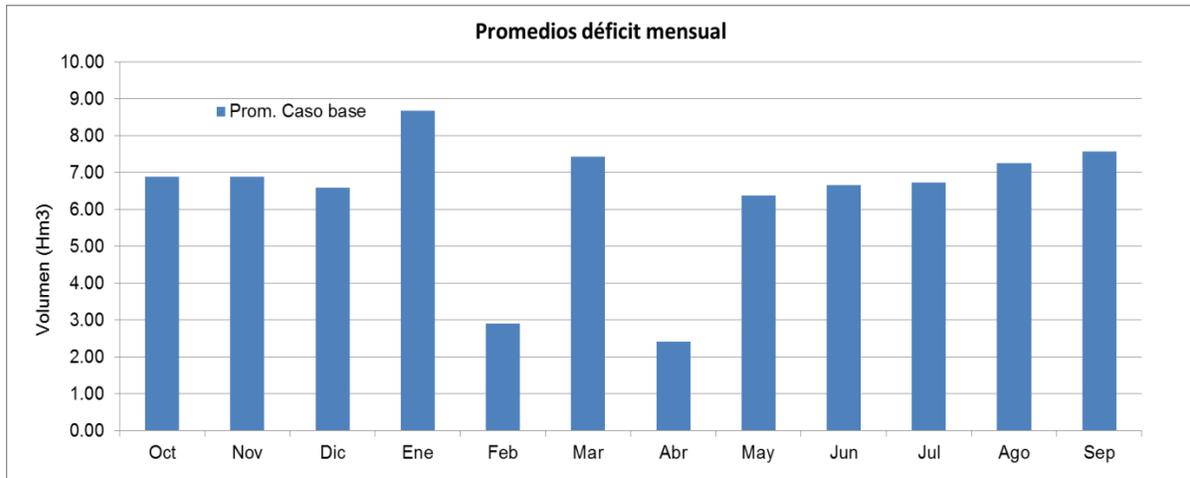
**GRÁFICA 3.34. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda urbana de Huimilpan (10 años de simulación)**

Para la cual el déficit de suministro promedio anual a la demanda del Pueblito son del orden de 610,000 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)

Se presentan los déficits de suministros para la demanda de riego de corregidora los cuales obtienen los siguientes volúmenes de déficit.



**GRÁFICA 3.35. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego Corregidora (10 años de simulación)**

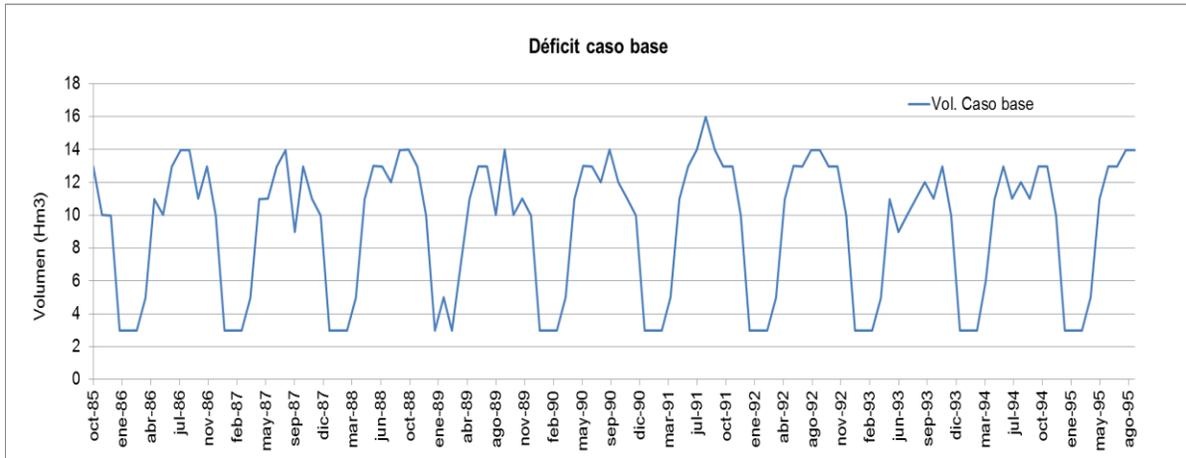


**GRÁFICA 3.36. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego Corregidora (10 años de simulación)**

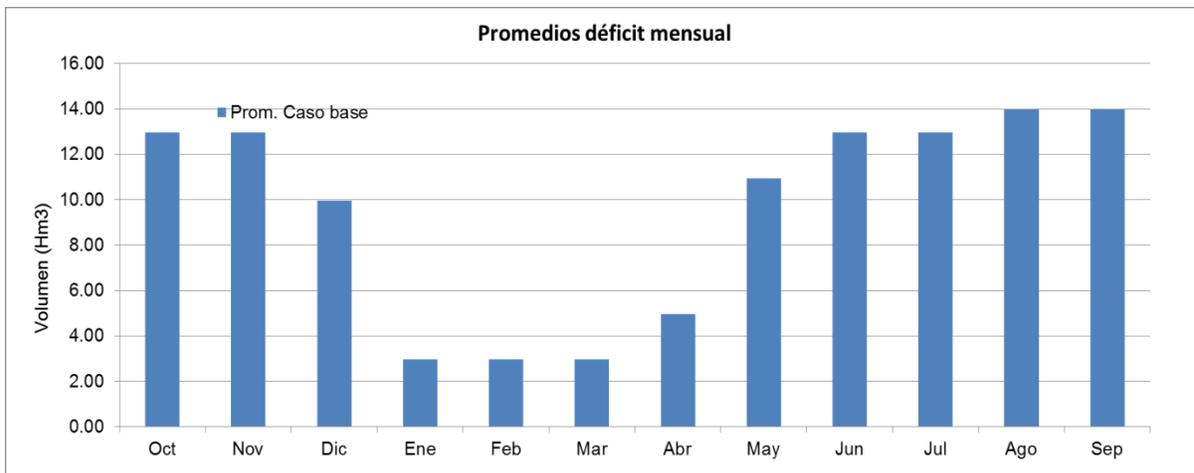
Para la cual el déficit de suministro promedio anual a la demanda de riego es de 77, 003,000.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)



Para la demanda de riego de Huimilpan obtienen los siguientes volúmenes de déficit.



**GRÁFICA 3.37. Volúmenes de déficit del caso base, demanda de riego Huimilpan (10 años de simulación)**

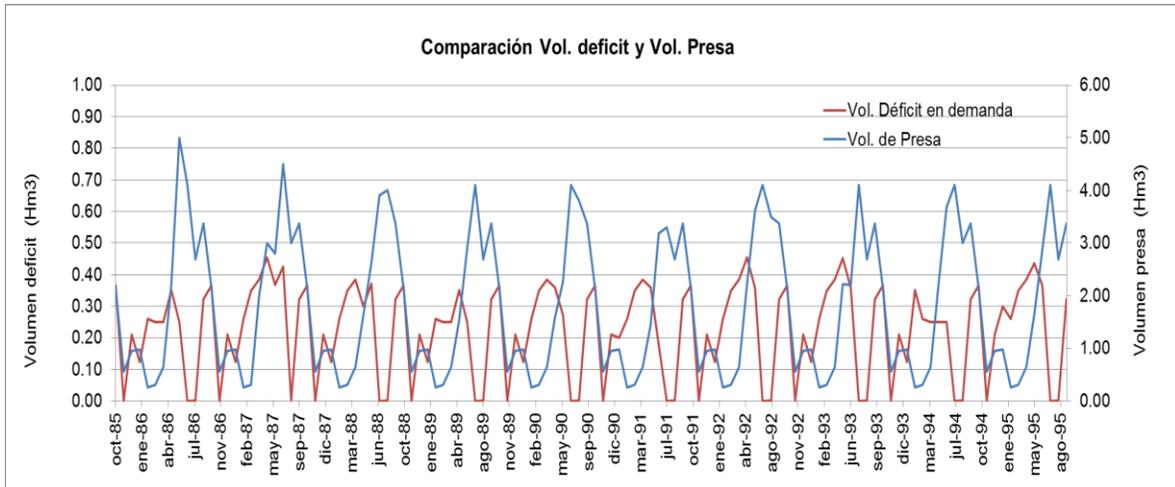


**GRÁFICA 3.38. Promedios mensuales de déficit para el caso base, demanda de riego Huimilpan (10 años de simulación)**

Para la cual el déficit de suministro promedio anual a la demanda de riego es de 114, 585,000.00 m<sup>3</sup> para todo el periodo histórico del registro (10 años)



En la siguiente grafica se pretende dar una clara idea de cómo afectan los volúmenes de embalses y presas directamente en las demandas consuntivas. A manera de ejemplo se presenta la gráfica comparativa de la Presa El batán comparada con la demanda consuntiva del Pueblito.



**GRÁFICA 3.39. Comparación del déficit del caso base, demanda del Pueblito y volumen al final del embalse presa el Batán. (10 años de simulación)**

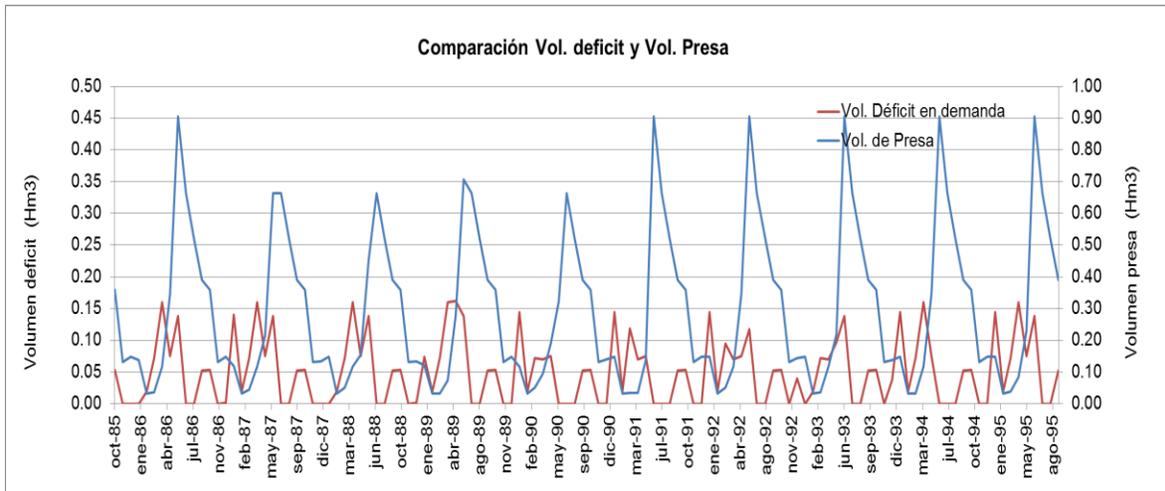
Si bien se sabe que la presa el batán es para el control de avenidas está, también fue diseñada para el almacenamiento, resultando favorable la simulación. Cabe resaltar que la serie hidrológica de aportaciones es importante debido a que el volumen final de las presas es resultado políticas de operación en la infraestructura de almacenamiento del agua, aguas arriba, obteniendo así los vertidos o excedentes y estos se van hacia aguas abajo sumándose volúmenes al final del esquema (o aguas sobrantes).

La presa así, es suficiente para cubrir esta demanda, los déficit son menores comparados con los volúmenes de dicho embalse, satisfaciendo esta zona



El volumen medio de almacenamiento es de 1.80 Hm<sup>3</sup> y el volumen medio de déficit para la demanda es de 0.23 Hm<sup>3</sup>. Observar volúmenes (hm<sup>3</sup>) de ejes.

La grafica siguiente muestra la comparativa de la Presa San Pedro Huimilpan comparado con la demanda consuntiva de Huimilpan.



**GRÁFICA 3.40. Comparación del déficit del caso base, demanda urbana Huimilpan y volumen al final del embalse presa San Pedro Huimilpan (10 años de simulación)**

En la gráfica anterior se muestra como la demanda es satisfecha, debido a que los volúmenes de la presa San Pedro Huimilpan son suficientes para esta demanda.

El volumen medio de almacenamiento es de 0.29 Hm<sup>3</sup> y el volumen medio de déficit para la demanda es de 0.05 Hm<sup>3</sup>. Observar volúmenes (hm<sup>3</sup>) de ejes.



#### **IV. RESULTADOS: COMPARACION DE DEFICIT EN DEMANDAS CONSUNTIVAS**

Una vez establecido el modelo de simulación de la gestión del agua para el caso simplificado analizado (caso base), se llevaron a cabo escenarios con diferentes políticas de operación en las presas y bordos. Se asignaron valores de capacidades máximas de sueltas controladas, un valor nulo a las pérdidas por infiltración y se supone un volumen inicial, con respecto a la capacidad de dichas presas y embalses. Se incorporaron aportaciones y aportaciones intermedias que se verán reflejados en el comportamiento de la simulación, las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000 Hm<sup>3</sup> mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos. Esto dependiendo de gestión posible en la zona.

Las prioridades a las demandas se hicieron depender de las necesidades de cada una de las demandas urbanas. Así por ejemplo, las demandas de uso agrícola según las normas establecidas por la CONAGUA pasaron a ocupar el nivel de prioridad 2 mientras que las zonas urbanas pasaron a la prioridad 1. (sin depreciar el agua de riego) sin embargo, las zonas urbanas también presentan diferentes prioridades de demanda entre ellas, por lo cual se procedió a cambiar la prioridad con el fin de minimizar los déficit presentados en el esquema base. De esta forma, el modelo no utilizará agua de la zona intermedia de un embalse hasta que no haya agotado el agua de la zona superior de todos los demás. Y entre dos embalses en la misma zona tomará agua primero de aquel que tenga el valor del número de prioridad de almacenamiento más alto.

Se ejecutaron simulaciones respecto a la capacidad de dichas presas y embalses como máximas de sueltas controladas, aportaciones intermedias, volumen inicial en el embalse, conducciones y infiltraciones.



En el apartado siguiente se muestran las comparaciones de volúmenes del caso base con los volúmenes obtenidos con diferentes políticas de gestión obtenidas

#### 4.1 Comparación del primer esquema de gestión

En este apartado tiene el objetivo de visualizar por medio de graficas la comparación de volúmenes obtenidos con las diferentes reglas de operación que se introdujeron a los esquemas

El módulo de simulación SimWin por medio de su algoritmo de uso conservativo intenta satisfacer las demandas de cada zona con respecto de los volúmenes de aportaciones de las presas, es decir la serie hidrológica de volumen de agua mes por mes.

Los valores declarados por presa y bordo, junto con los resultados de la simulación se presentan a continuación

Para la presa Santa Catarina que sirve suministra directamente a la demanda Santa rosa de Jáuregui se introdujeron los valores de:

Volumen inicial ( $\text{Hm}^3$ ): 4.28

Caudal máximo de sueltas ( $\text{hm}^3/\text{mes}$ ): 50

Perdidas por infiltración: 0

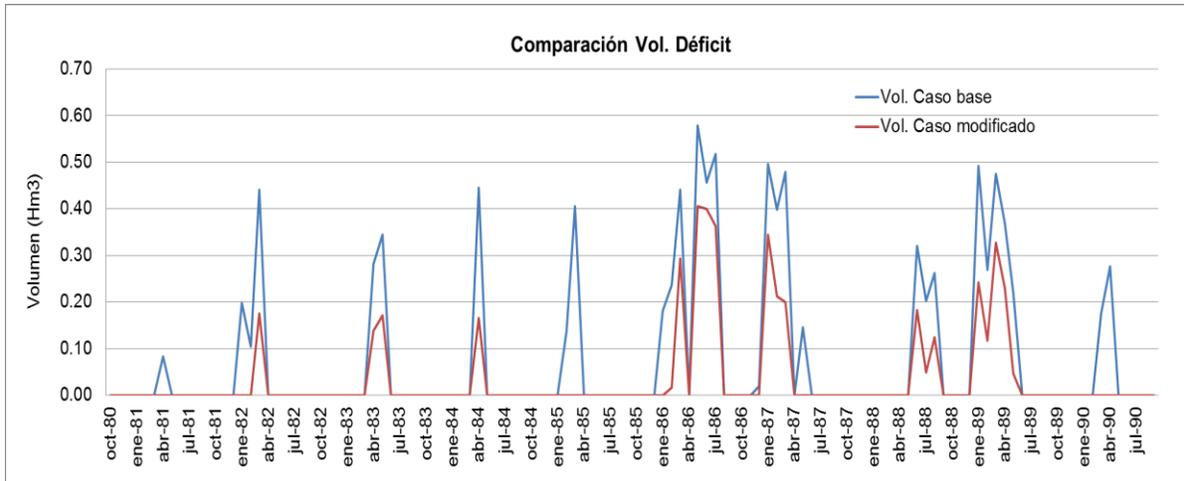
Aportaciones intermedias: Bordo Versolilla, Bordo el Nabo

Conducción: 1,000  $\text{Hm}^3$ , Tipo 1

A las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000  $\text{Hm}^3$  mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos. Las demandas para quedando como 1 las urbanas y 2 las demandas de riego

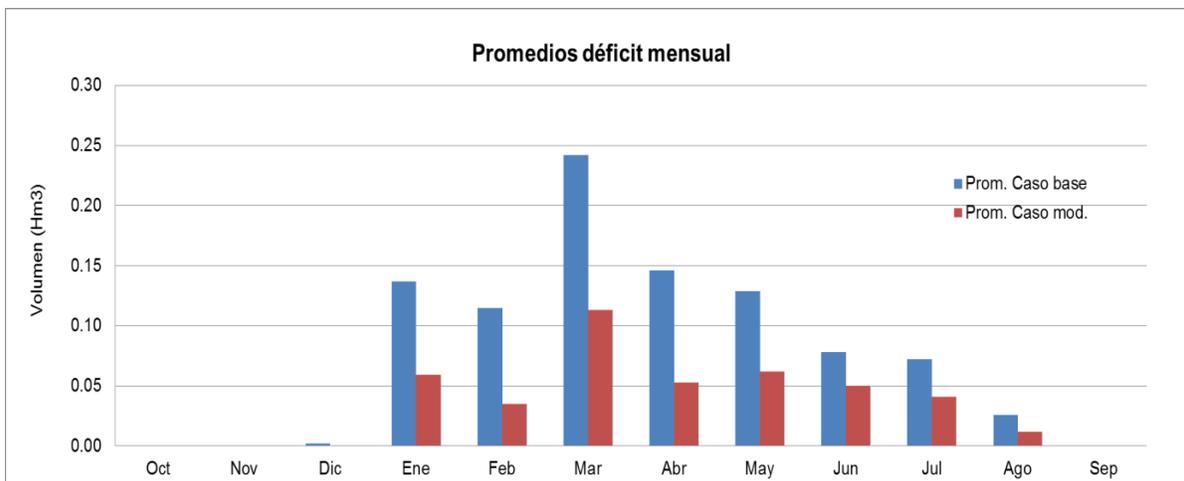


Con las especificaciones anteriores se obtuvo un nuevo resultado de volúmenes (caso modificado) y estos son comparados al caso base, obteniendo GRÁFICA 4.1



**GRÁFICA 4.41. Comparación de los déficit en la zona urbana Santa Rosa de Jáuregui caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación)**

Se puede apreciar en la gráfica la disminución de dichos déficit de acuerdo a la reglas de operación del sistema. En la gráfica siguiente se muestra la comparativa en promedios mensuales de déficit.



**GRÁFICA 4.42. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona urbana Santa Rosa de Jáuregui (10 años de simulación)**



Lo que quiere decir que se disminuyó el déficit de esta demanda en un 38 % menos para el periodo de 10 años. De 945,500.00 m<sup>3</sup> a 9,095,710 m<sup>3</sup> déficit promedio anual.

Para la presa el cajón que sirve suministra directamente a la demanda zona conurbada pozos se introdujeron los valores de:

Volumen inicial (Hm<sup>3</sup>): 0.600

Caudal máximo de sueltas (hm<sup>3</sup>/mes): 30

Perdidas por infiltración: 0

Aportaciones intermedias: ninguna

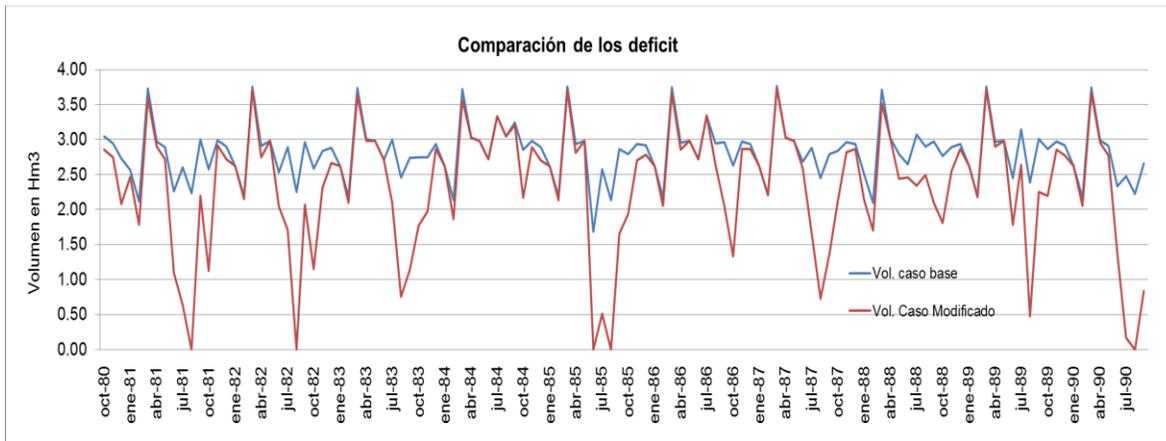
Conducción: 1,000 Hm<sup>3</sup>, Tipo 1

Las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000 Hm<sup>3</sup> mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos.

Las demanda para quedando como 1 las urbanas y 2 las demandas de riego

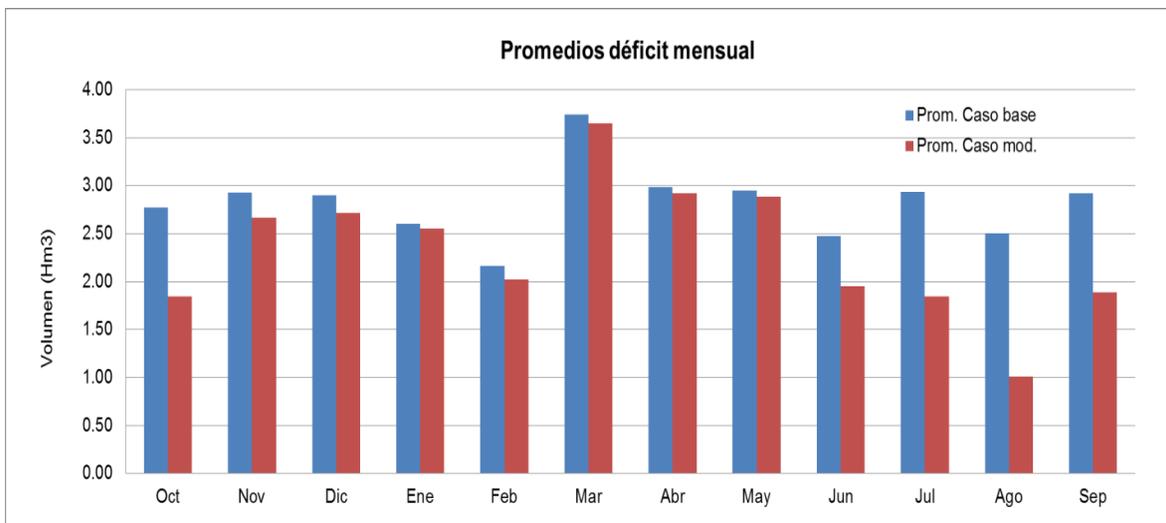
Con las especificaciones anteriores se obtuvo un nuevo resultado de volúmenes (caso modificado) y estos son comparados al caso base.

Obteniendo la GRÁFICA 4.3



**GRÁFICA 4.43. Comparación de los déficit en la zona conurbada pozos caso base vs caso modificado (10 años de Simulación)**

En la gráfica siguiente se muestra la comparativa en promedios mensuales de déficit.



**GRÁFICA 4.44. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona conurbada pozos (10 años de simulación)**



Lo que quiere decir que se disminuyó el déficit de esta demanda en un 10 % menos para el periodo de 10 años. De 33, 867,400.00 m<sup>3</sup> a 30, 480,660.00 m<sup>3</sup> déficit de promedio anual.

Para la presa los Ángeles que sirve suministra directamente a la demanda zona conurbada acueducto se introdujeron los valores de:

Volumen inicial (Hm<sup>3</sup>): 0.400

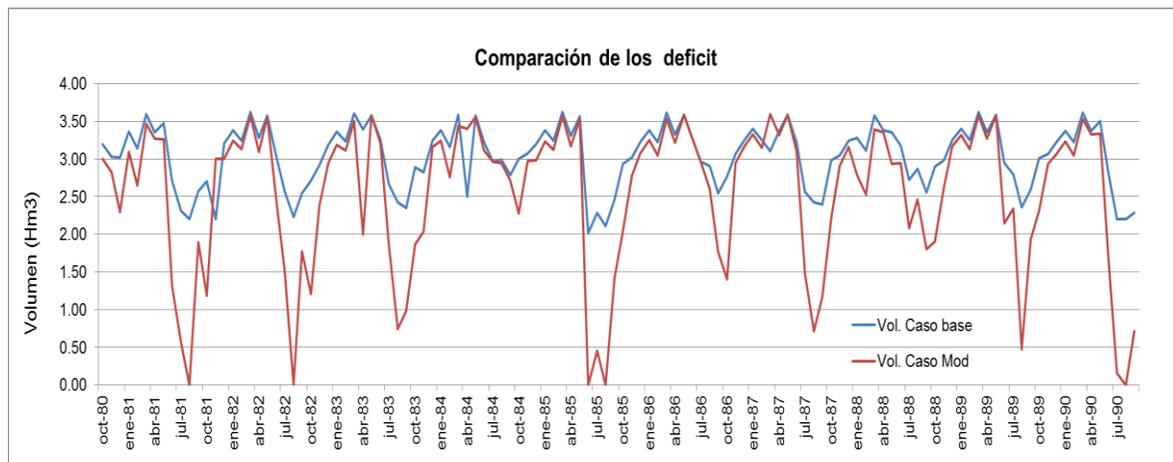
Caudal máximo de sueltas (hm<sup>3</sup>/mes):25

Perdidas por infiltración: 0

Aportaciones intermedias: ninguna

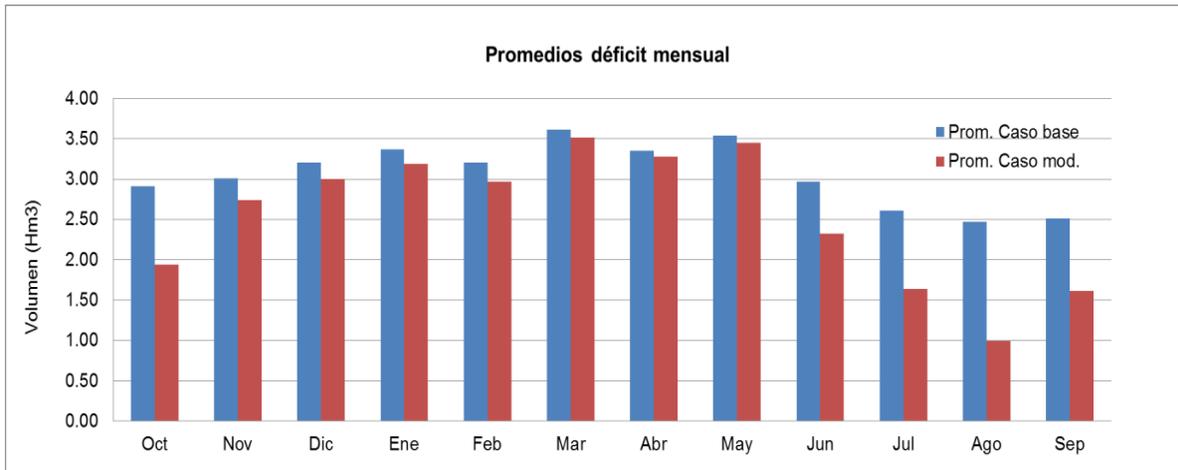
Conducción: 1,000 Hm<sup>3</sup>, Tipo 1

Las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000 Hm<sup>3</sup> mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos. La demanda para quedando como 1 las urbanas y 2 las demandas de riego



**GRÁFICA 4.45. Comparación de los déficit en la zona conurbada acueducto caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación)**

Se puede apreciar en la gráfica la disminución de dichos déficit de acuerdo a la reglas de operación del sistema. En la gráfica siguiente se muestra la comparativa en promedios mensuales de déficit.

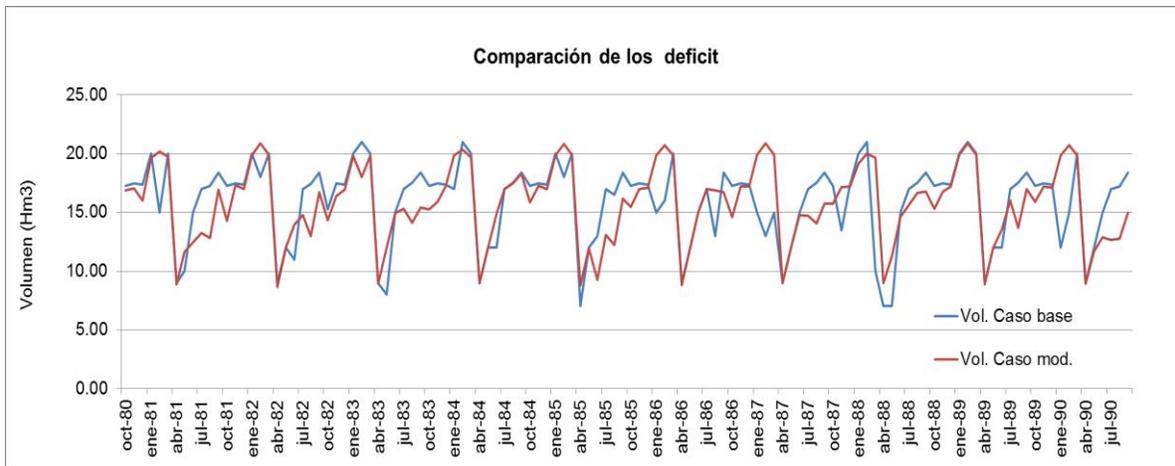


**GRÁFICA 4.46. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona conurbada acueducto (10 años de simulación)**

Lo que quiere decir que se disminuyó el déficit de esta demanda en un 12 % menos para el periodo de 10 años. De un 36, 764,000.00 m<sup>3</sup> a 32, 352, 320.00 m<sup>3</sup> déficit promedio anual.

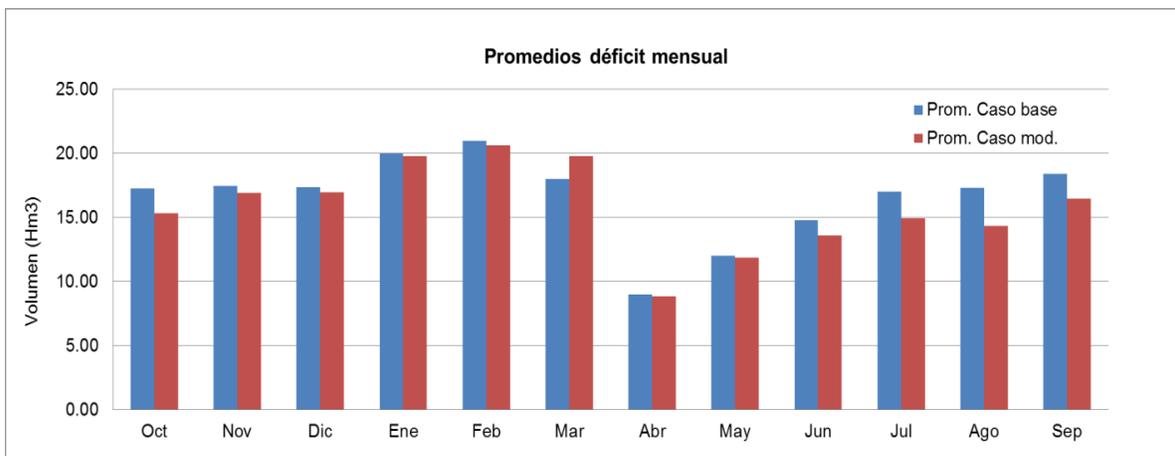
De manera sucesiva el modelo SimWin arroja resultados de la zona de riego, puesto viene siendo parte del esquema esta, demanda también se ve afectada ante cualquier modificación en la gestión,

Cabe mencionar que para este trabajo no es prioridad esta zona, pero se presentan los resultados de la comparación dada. Haciendo notar que al no alterar políticas de operación en específico para esta zona, los cambios en los déficit consuntivos al final de la simulación son menores, comparados con los volúmenes en las zona urbanas.



**GRÁFICA 4.47. Comparación del déficit zona de riego en el municipio de Querétaro (10 años de simulación)**

De igual manera se presenta el comportamiento promedio mensual de dicho déficit.



**GRÁFICA 4.48. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio de Qro. (10 años de simulación)**

Incluso en la demanda de riego el déficit de suministro a esta demanda disminuyo en un 9 % con el solo hecho de cambiar las prioridades de suministro de las demandas restantes.



## 4.2 Comparación del segundo esquema de gestión

Para la presa El Carmen que es la fuente de suministro aguas arriba para la zona de estudio y por lo tanto sirve de fuente de abastecimiento a la demanda del Marqués se introdujeron los valores de:

Volumen inicial (Hm<sup>3</sup>): 4.5

Caudal máximo de sueltas (hm<sup>3</sup>/mes): 60

Perdidas por infiltración: 0

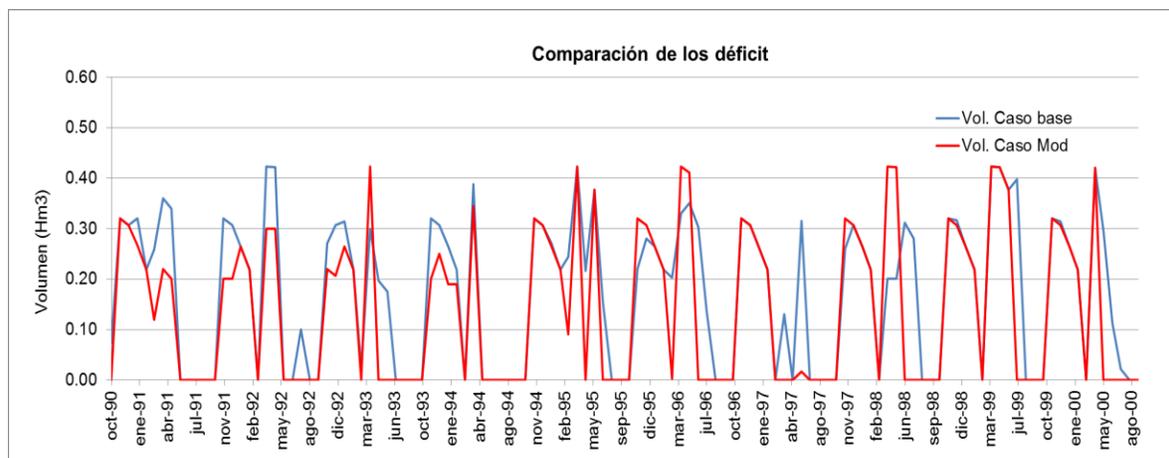
Aportaciones intermedias: Presa Pinto.

Conducción: 1,000 Hm<sup>3</sup>, Tipo 1

Las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000 Hm<sup>3</sup> mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos.

Las demanda para quedando como 1 las urbanas y 2 las demandas de riego

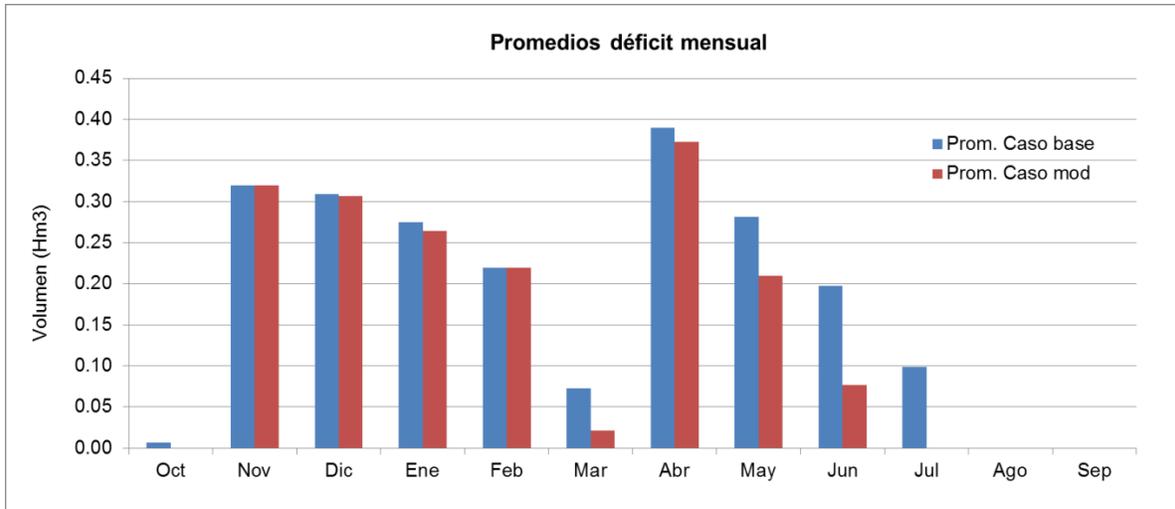
Con las especificaciones anteriores se obtuvo un nuevo resultado de volúmenes (caso modificado) y estos son comparados al caso base, obteniendo GRÁFICA 4.9



**GRÁFICA 4.49. Comparación de los déficit en la demanda urbana del Marqués, Caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación)**



Se puede apreciar en la gráfica la disminución de dichos déficit de acuerdo a la reglas de operación del sistema. En la gráfica siguiente se muestra la comparativa en promedios mensuales de déficit.

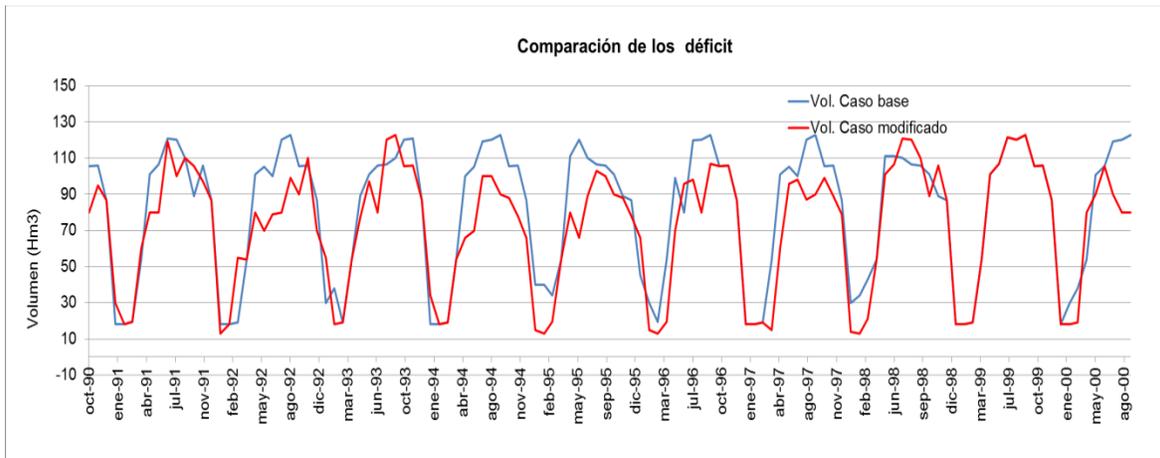


**GRÁFICA 4.50. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la demanda del Marqués (10 años de simulación)**

Lo que quiere decir que se disminuyó el déficit de esta demanda en un 10 % menos para el periodo de 10 años. De un 1, 791,000.00 m<sup>3</sup> a 1,611,900.000 déficit promedio anual.

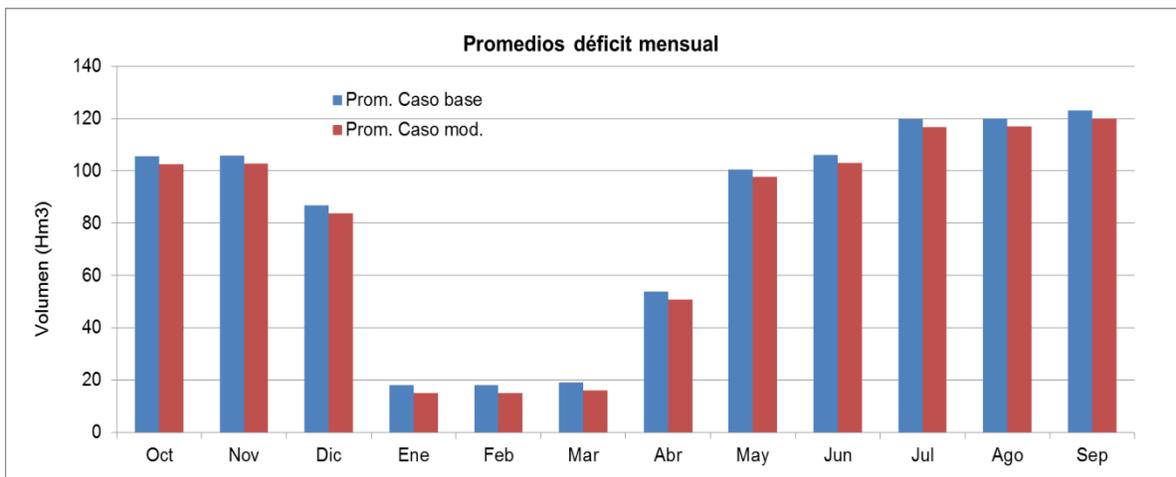
De manera sucesiva el modelo SinWin arroja resultados de la zona de riego, puesto viene siendo parte del esquema esta, demanda también se ve afectada ante cualquier modificación en la gestión,

Cabe mencionar que para este trabajo no es prioridad esta zona, pero se presentan los resultados de la comparación dada. Haciendo notar que al no alterar políticas de operación en específico para esta zona, los cambios en los déficit consuntivos al final de la simulación son menores, comparados con los volúmenes en las zona urbanas.



**GRÁFICA 4.51. Comparación del déficit, zona de riego en el municipio del Marqués (10 años de simulación)**

De igual manera se presenta el comportamiento promedio mensual de dicho déficit.



**GRÁFICA 4.52. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio del Marqués (10 años de simulación)**

Con lo anterior demanda de riego el déficit de suministro a esta demanda disminuyo en un 5 %



### 4.3 Comparación del tercer esquema de gestión

Para la presa el batán que es la fuente de suministro aguas arriba para la zona de estudio y por lo tanto sirve de fuente de abastecimiento a la demanda del Pueblito se introdujeron los valores de:

Volumen inicial (Hm<sup>3</sup>): 5

Caudal máximo de sueltas (hm<sup>3</sup>/mes): 110

Perdidas por infiltración: 0

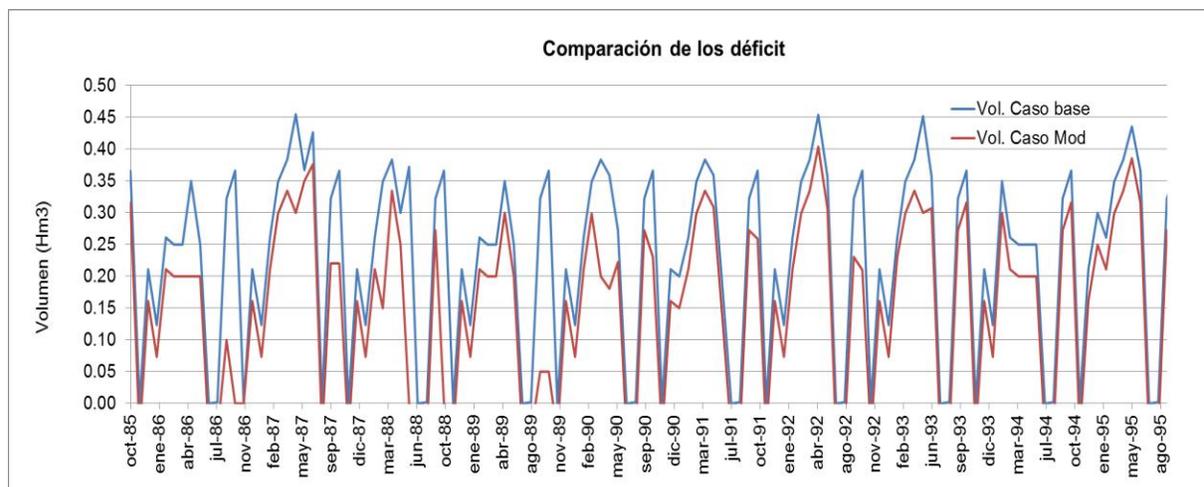
Aportaciones intermedias: Bordo los montes.

Conducción: 1,000 Hm<sup>3</sup>, Tipo 1

Las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000 Hm<sup>3</sup> mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos.

Las demanda para quedando como 1 las urbanas y 2 las demandas de riego

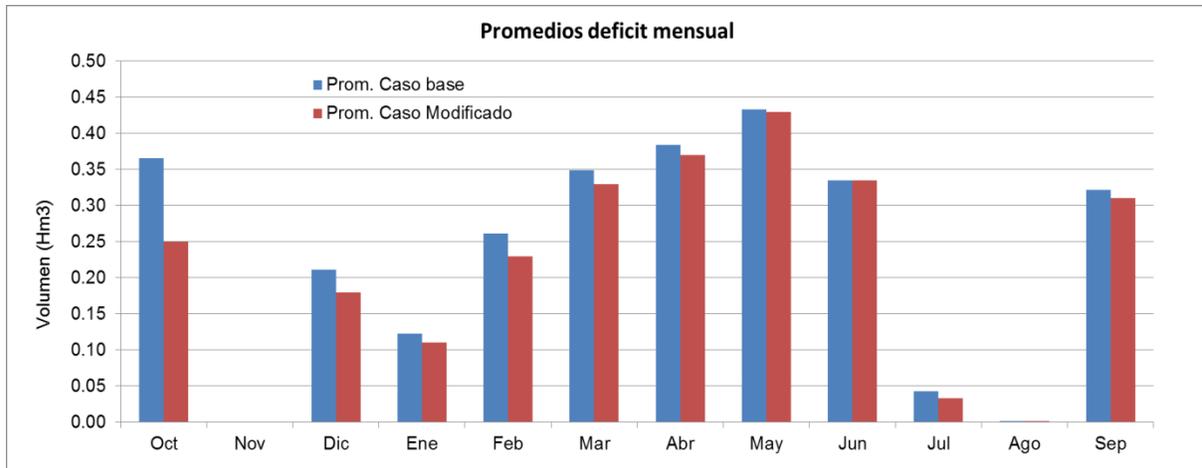
Con las especificaciones anteriores se obtuvo un nuevo resultado de volúmenes (caso modificado) y estos son comparados al caso base, obteniendo la grafica siguiente.



**GRÁFICA 4.53. Comparación del déficit en la demanda urbana el Pueblito, Caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación)**



Se aprecia en la GRÁFICA 4.13 la disminución de dichos déficit de acuerdo a la reglas de operación del sistema. En la gráfica siguiente se muestra la comparativa en promedios mensuales de déficit.



**GRÁFICA 4.54. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la demanda del Pueblito. (10 años de simulación)**

Lo que quiere decir que se disminuyó el déficit de esta demanda en un 17 % menos para el periodo de 10 años.de un 2, 829,000.00 m<sup>3</sup> a 2, 348, 070.00 m<sup>3</sup> déficit promedio anual

Para la presa San Pedro Huimilpan que es la fuente de suministro aguas arriba para la zona de estudio y por lo tanto sirve de fuente de abastecimiento a la demanda de Huimilpan se introdujeron los valores de:

Volumen inicial (Hm<sup>3</sup>): 3.5

Caudal máximo de sueltas (hm<sup>3</sup>/mes): 75

Perdidas por infiltración: 0

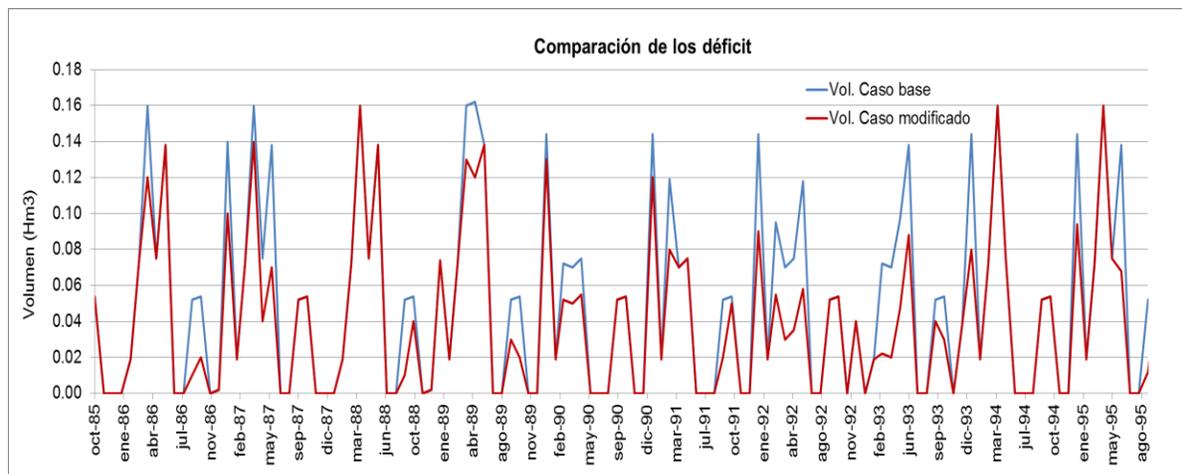
Aportaciones intermedias: 0

Conducción: 1,000 Hm<sup>3</sup>, Tipo 1

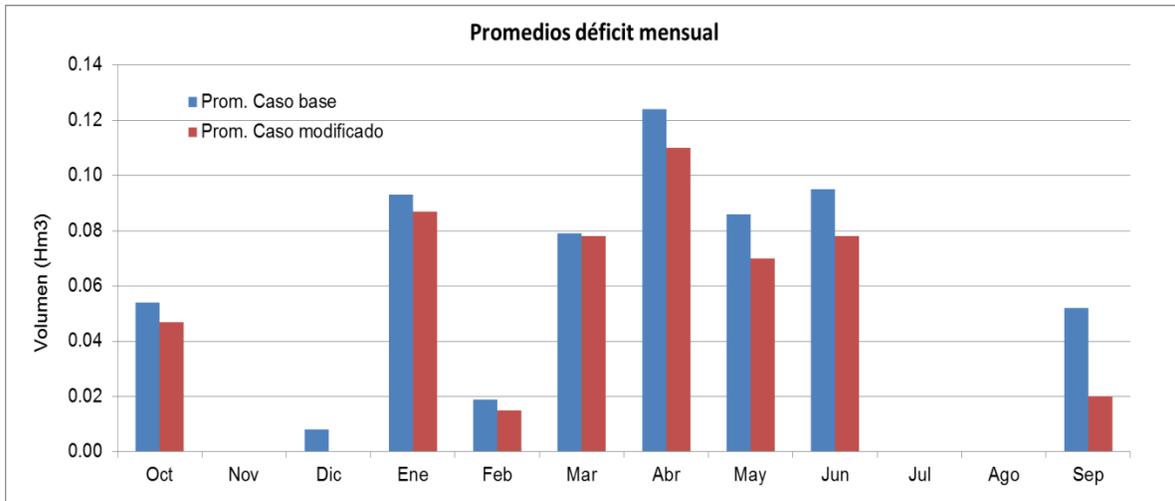
Las conducciones se les declaro valores máximos de caudal máximo (1000 Hm<sup>3</sup> mensuales) lo que equivale a no limitar dichos caudales máximos.

Las demanda para quedando como 1 las urbanas y 2 las demandas de riego

Con las especificaciones anteriores se obtuvo un nuevo resultado de volúmenes (caso modificado) y estos son comparados al caso base, obteniendo la grafica



**GRÁFICA 4.55. Comparación del déficit en la demanda urbana de Huimilpan, Caso base vs Caso modificado (10 años de Simulación)**

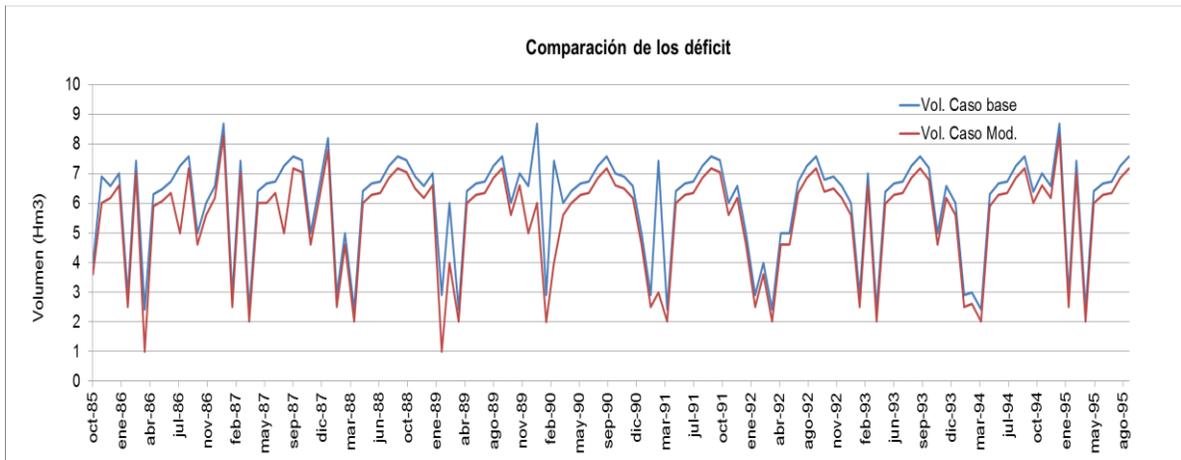


**GRÁFICA 4.56. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la demanda urbana de Huimilpan (10 años de simulación)**

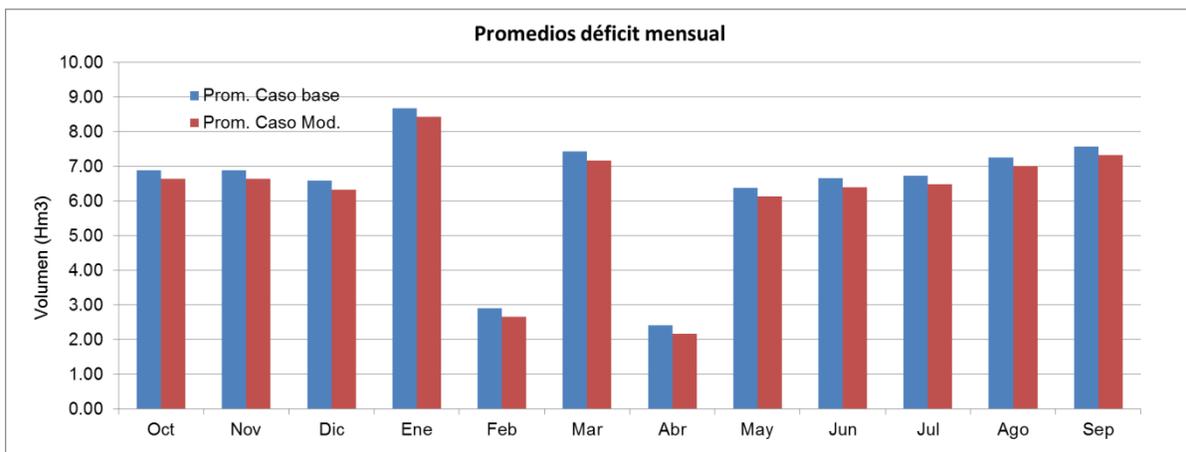
Lo que quiere decir que se disminuyó el déficit de esta demanda en un 9.8 % menos para el periodo de 10 años. De un 610,000 m<sup>3</sup> a un 549, 000.00 m<sup>3</sup>

De manera sucesiva el modelo SimWin arroja resultados de la zona de riego, puesto viene siendo parte del esquema esta, demanda también se ve afectada ante cualquier modificación en la gestión,

Cabe mencionar que para este trabajo no es prioridad esta zona, pero se presentan los resultados de la comparación dada. Haciendo notar que al no alterar políticas de operación en específico para esta zona, los cambios en los déficit consuntivos al final de la simulación son menores, comparados con los volúmenes en las zona urbanas.



**GRÁFICA 4.57. Comparación del déficit, zona de riego del municipio de Corregidora (10 años de simulación)**

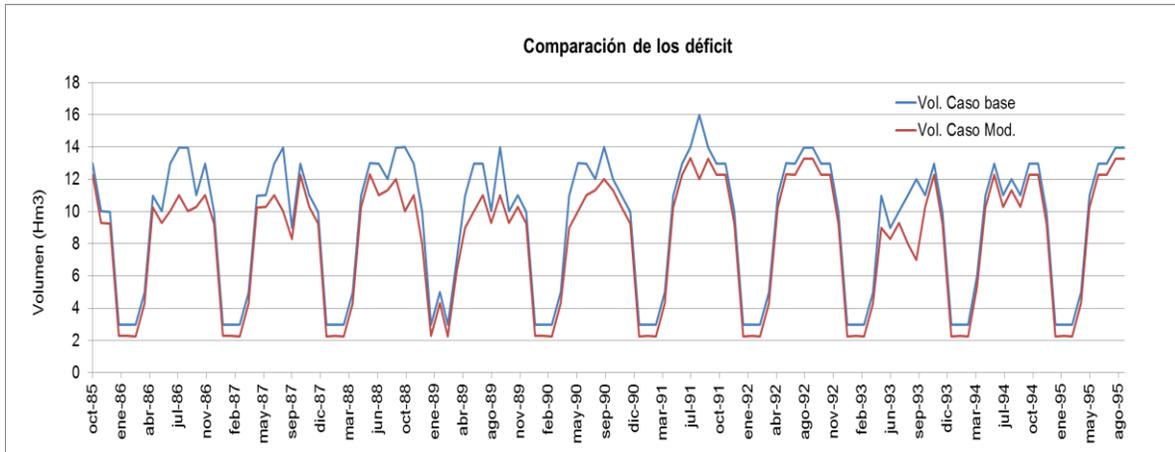


**GRÁFICA 4.58. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio de Corregidora (10 años de simulación)**

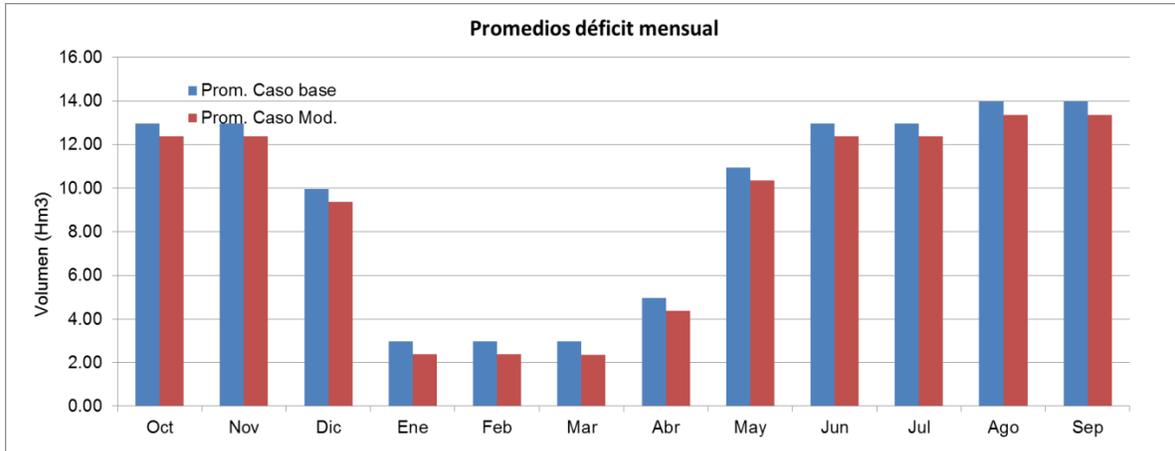
El déficit de la demanda de riego a esta demanda disminuyo en un 4 % de un 77, 003,000.00 m<sup>3</sup> a un 73, 922,880.00 m<sup>3</sup> déficit promedio anual.



Para la demanda de riego de Huimilpan se tienen las siguientes gráficas.



**GRÁFICA 4.59. Comparación del déficit, zona de riego del municipio de Huimilpan (10 años de simulación)**



**GRÁFICA 4.60. Comparación de promedios mensuales de déficit, caso base vs caso modificado en la zona agrícola, Municipio de Huimilpan (10 años de simulación)**

El déficit de la demanda de riego a esta demanda disminuyo en un 7 %



## V CONCLUSIONES

La gestión del recurso hídrico en un sistema de explotación reviste mucha importancia ya que el buen uso del agua es, hoy por hoy, necesario para el desarrollo de los pueblos y la supervivencia del género humano.

Un Sistema Soporte a la Decisión (SSD) es una herramienta que permite, a los que toman decisiones en la gestión del recurso, hacer una buena elección en la asignación del vital líquido, sobre todo cuando existen políticas de operación en la infraestructura de almacenamiento del agua.

**Sin embargo, para poder utilizar adecuadamente el SSD, es necesario contar** con información fidedigna, que clarifique completamente la forma de operación y manejo (gestión) del recurso hídrico, incluyendo los usos y necesidades de los usuarios de ese recurso.

Se observó que la información para el caso de estudio analizado en este trabajo fue muy escasa, debido a que o (1) no se cuenta con ella o (2) no se quiso proporcionar por conocer que se utilizaría para un caso académico.

**Sin embargo, el SSD se utilizó en forma natural a la zona simplificada de estudio, permitiendo que la asignación del recurso de agua superficial se hiciera en un orden secuencial.**

Como se comentó, esta zona actualmente no presenta déficit en sus suministros debido a que la principal fuente de abastecimiento es el acuífero del valle de Querétaro. El acuífero está sobre explotando, y no se contó con información para incluirlo en el suministro de agua potable a la población por lo que exclusivamente se consideró el recurso superficial. Los resultados anotados en el apartado IV muestran que los déficits de suministro a las demandas disminuyeron, en algunos casos, hasta cero como es el caso de la zona Santa



rosa de Jáuregui. Por otro lado existen demandas muy altas que no pueden ser satisfechas como es la zona conurbada puesto que las demandas son muy altas y estas no pueden ser mitigadas con los volúmenes de aportaciones superficiales, para lo cual es necesario reconsiderar el esquema y contar con toda la información del recurso subterráneo. ).

Se llevaron a cabo escenarios con diferentes políticas de operación en las presas y bordos. Se asignaron valores de capacidades máximas de sueltas controladas, un valor nulo a las pérdidas por infiltración y se supone un volumen inicial, con respecto a la capacidad de dichas presas y embalses. Se incorporaron aportaciones y aportaciones intermedias que se verán reflejados en el comportamiento de la simulación, las conducciones se les declaro valores máximos de caudal (no limitando dichos caudales). Las prioridades a las demandas se hicieron depender de las necesidades de cada una de las demandas urbanas. Así por ejemplo, las demandas de uso agrícola según las normas establecidas por la CONAGUA pasaron a ocupar el nivel de prioridad 2 mientras que las zonas urbanas pasaron al a prioridad 1. (Sin depreciar el agua de riego)

Es importante considerar dos factores 1ro.- Que las demandas de riego abarcan un 75-80% del total del agua en la cuenca, siendo esto fundamental importancia en el simulador, 2do este trabajo es de los pocos ensayos que se han realizado con respecto a la gestión de cuencas con modelos de soporte a la decisión y como se vio a lo largo de este mismo, la información necesaria para hacer uso óptimo del programa es esencia y no se proporciona de manera tan fácil en las instituciones encargadas de la administración del agua en nuestro país.

Finalmente, el presente trabajo es pionero en el uso de un Sistema Soporte a la Decisión para la gestión de recursos hídricos a nivel de cuenca en el Estado de Querétaro, lo cual permitirá desarrollar proyectos y acciones que eficienten el uso del recurso y mejoren la calidad de vida de los habitantes cuando en la cuenca existe un déficit de agua considerable.



## VI BIBLIOGRAFIA

- 1.-ASSIMACOPOULOS D. (2006). Estimation of the level of cost recovery of different scenarios of water allocation in arid areas. *Water, Resources Research*,
- 2.-ÁLVAREZ, E., M. PULIDO -VELÁZQUEZ, J. ANDREU, (2006): Estimación del Coste Marginal de Oportunidad del Recurso mediante modelos hidro-económicos a escala de Cuenca. Aplicación al Sistema del río Mijares en España. XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Ciudad Guyana, Venezuela.
- 3.-BROUWER, R. AND HOFKES, M. (2008): Integrated hydro-economic modelling: approaches, key issues and future research directions. *Ecological Economics*.
- 4.-BROWN, T., HARDING, B. Y PAYTON, E. (1990): Marginal Economical Valua of Streamflow: A Case Study for the Colorado River Basin. *Water resources Research*, Vol. 26, No. 12, pp. 2845-2859, December, 1990.
- 5.-BURKE, S., ADAMS, S. AND WALLENDER. W. (2004): Water banks and environmental water demands: Case of the Klamath Project. *Water Resources Research*, Vol. 40, 2004.
- 6.-COLLAZOS, G., M. PULIDO-VELÁZQUEZ, J. ANDREU, (2004): SSD para el análisis económico de sistemas de recursos hídricos. IV Congreso Ibérico de Gestión y Planificación del Agua. Tortosa, España.
- 7.-DOUROJEANNI, A.; JOURAVLEV, A. y CHÁVEZ, G. (2002): Gestión del agua a nivel de cuencas: teoría y práctica, pp. 286, Nueva York (USA): División de recursos naturales e Infraestructuras (Naciones Unidas).



- 8.-F.H.A. VAN WEERT AND R VAN DUINEN (2010), Addressing socio-economic and institutional dimensions in Transboundary aquifer management by using hydro-economic modeling and serious gaming, The Netherlands, Europa
- 9.-GRIFFIN, R. (1998), Water resource economics; the analysis of scarcity, policies and projects. Resources Research
- 10.-GORLACH, B. E INTERWIES, E. (2004): Assesing Environmental and Resource Costs in the Water Framework Directive: the Case of Germany. Final Report. Ecologic Institut fü Internationale und Europäische Umweltpolitik. Berlín, October 2004.
- 11.-JAVIER SABORÍO B. (2003) Metodología para la gestión de cuencas hidrográficas siguiendo el enfoque del riesgo integral-el cambio climático y la adaptación.
- 12.-JORGE MONTOYA SUÁREZ, ADRIANA JULIETA BARRERA Y MEJÍA OLLIVIER ISABELLE : Comisión Estatal del Agua de Guanajuato, 2003. Situación Hidráulica de Guanajuato. Comisión Estatal del Agua de Guanajuato, Guanajuato. Proyecto de Consejo Técnico de Aguas y los programas de manejo de acuífero.
- 13.-JORGE MONTOYA SUÁREZ, ADRIANA JULIETA BARRERA Y MEJÍA OLLIVIER ISABELLE: Comisión Nacional del Agua. 2001. Programa Nacional Hidráulico 2001-2006. Compendio básico del agua en México. Comisión Nacional del Agua. México. p. 96
- 14.-JESUS MANUEL HAM CHI (2001) Guanajuato, México, Modelo Hidroeconomico del agua subterránea: base para el manejo del acuífero.
- 15.-MATERO, J. y SAASTAMOINEN (2007): In Search of Marginal Environmental Valuations: Eco-system Services in Finnish Forest Accounting en Ecological Economics.



- 16.-MAESTU, J.; GÓMEZ, C.M. y GUTIÉRREZ, C. (2008): Los usos del agua en la economía española: situación y perspectivas, p. 228. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente.
- 17.-MCCANN, L. AND WILLIAM, K. (2004): A framework for estimating the transaction costs of alternative mechanisms for water exchange and allocation. *Water Resources Research*, Vol. 40, 2004.
- 18.-PETER TERREBONNE (2005): Alternative programs in the management of urban demand. *Resources Research*
- 19.-PULIDO VELÁZQUEZ (2003): Optimización Económica de la Gestión del Uso Conjunto de Aguas Superficiales y Subterráneas en un Sistema de Recursos Hídricos. Contribución al Análisis económico propuesto en la Directiva Marco Europea del Agua. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, España.
- 20.-PULIDO VELÁZQUEZ, M., J. ANDREU, A. SAHUQUILLO AND D. PULIDO VELÁZQUEZ (2008): Hydro-economic river basin modeling: The application of a holistic surface-groundwater model to assess opportunity costs of water use in Spain. *Ecological Economics*.
- 21.-PULIDO-VELÁZQUEZ, M., J. ANDREU, G. COLLAZOS Y M. A. PÉREZ, (2004): Metodologías y herramientas para el análisis económico de sistemas de recursos hídricos. Aplicación a la DMA. Memorias del IV Congreso Ibérico de Gestión y Planificación del Agua. Tortosa, España.
- 22.-PULIDO-VELÁZQUEZ, M., (2006): Metodología y Herramientas para la valoración integrada del coste del recurso y coste ambiental. Aplicación a la Cuenca del Júcar. Memorias del V Congreso Ibérico. Faro, España



23.-YOUNG, R. (2005): Determining the economic value of water. Resources for the Future, p. 148. Washington: Banco Mundi



## APÉNDICES

Los siguientes Apéndices fueron parte integra de la metodología en este trabajo de tesis, el apéndice A fue desarrollado. y el apéndice B fue información vital para el desarrollo de las simulaciones en presas y embalses.

**El Apéndice A “Calculo de volumen medio anual de escurrimiento con Thiessen”** se calcularon los volúmenes de aportaciones por micro cuencas mediante las láminas de lluvia que se obtuvieron de ERIC III y delimitadas sus áreas de influencia por los polígonos de Thiessen.

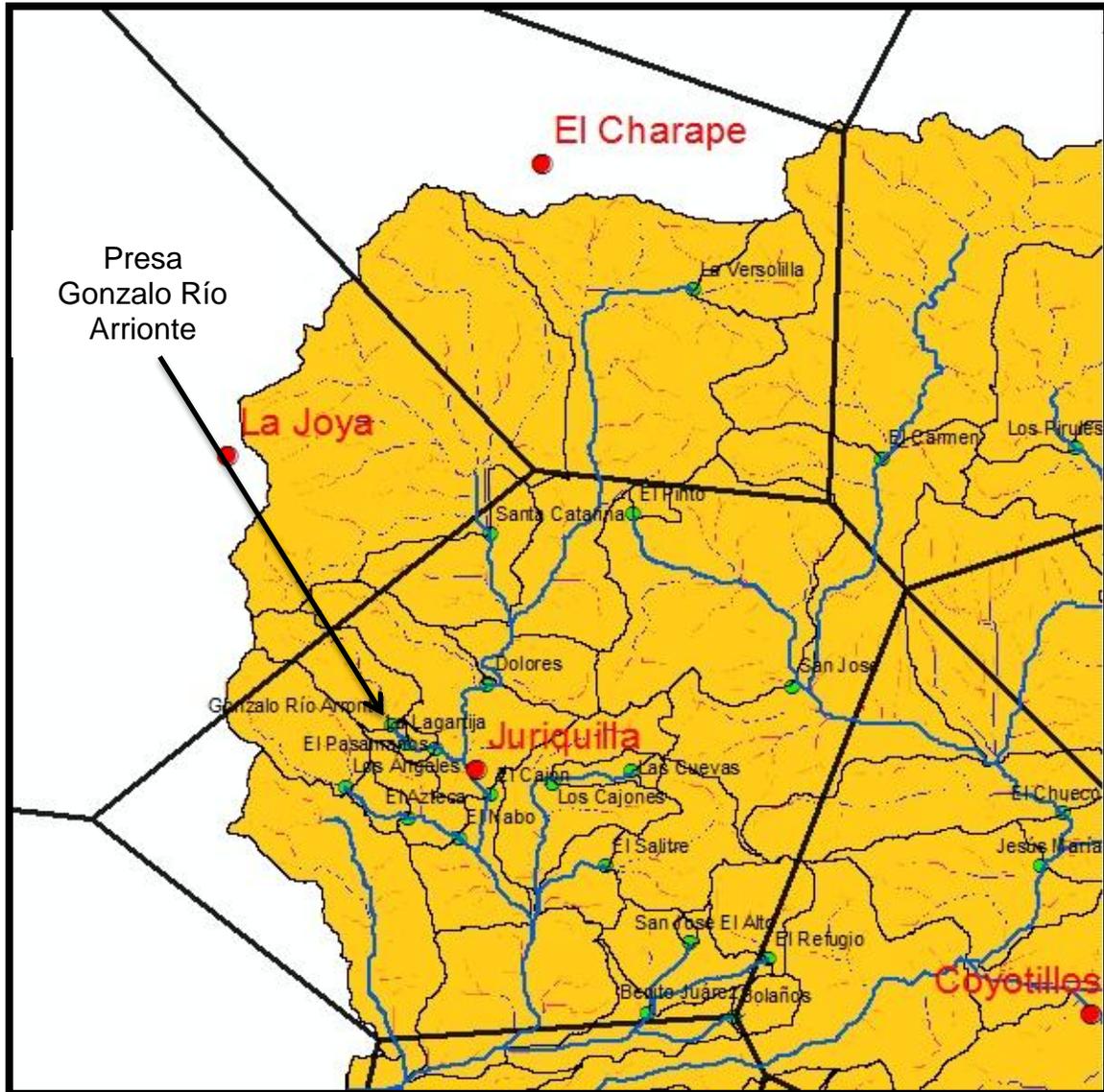
**El Apéndice B “Tablas CEAC para los esquemas de gestión”.** Fue recolectada las Curvas Elevaciones-Áreas y Capacidades de las diferentes dependencias que se han responsabilizado en el manejo, operación y conservación de las mismas obras para el control de lluvias, necesarios para la simulación del flujo de agua en los esquemas.



## **Apéndice A.-Cálculo de volumen medio anual de escurrimiento con Thiessen**

Como se mencionó en el apartado 3.4.2 para este trabajo en un principio se calcularon los volúmenes de aportaciones por micro cuencas mediante las láminas de lluvia que se obtuvieron de ERIC III y delimitadas sus áreas de influencia por los polígonos de Thiessen. Lo anterior con el uso de ArcGIS con la herramienta Geostatistical Analyst con el submenú Voronoi Map. A continuación se explica cómo se obtuvieron dichos volúmenes de aportaciones con este método.

Como ejemplo del cálculo de aportaciones se utilizó la presa Gonzalo Río Arriente, misma con la cual se obtuvieron las aportaciones con el método Kriging simple y que sirvió de comparación en las GRÁFICA 3.10 y GRÁFICA 3.11. El procedimiento es el mismo utilizado en el apartado 3.4, solo que en este caso fue necesario seleccionar la estación climatológica a la que pertenece la presa (Delimitada previamente por el área de influencia de los polígonos de Thiessen) y utilizar los datos de las láminas de lluvia de dicha estación y calcular el volumen medio anual de escurrimiento natural. Para este ejemplo la presa pertenecía a la estación 22045 de Juriquilla tal como se muestra en la FIGURA A 1.



**FIGURA A 29 Localización de la presa Gonzalo Río Arrionte dentro del área de influencia de la estación juriquilla No 22045.**

Una vez que se tiene zona de estudio y la estación con sus datos de láminas de lluvia TABLA A.1,



**TABLA A.28 Láminas de lluvia mensuales para los años 1980-2005 y precipitación anual, Obtenidas con ERIC III. Presa Gonzalo R. Arrionte.**

Años	Láminas de lluvia mensual												Precipitación anual (mm)
	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	
1980	21.00	16.50	0.00	0.00	24.50	106.40	119.10	110.20	55.60	24.50	2.50	26.00	506.30
1981	0.00	0.00	0.00	33.20	88.60	180.90	157.90	134.90	25.80	15.60	1.60	15.00	653.50
1982	0.00	0.00	0.00	64.40	32.00	90.00	100.00	120.00	68.80	40.00	69.60	0.00	584.80
1983	0.00	1.50	0.00	34.50	14.30	63.00	69.00	99.00	55.50	0.00	90.50	0.00	427.30
1984	2.00	0.50	20.50	9.50	30.00	17.30	157.10	135.00	17.50	4.00	0.00	0.00	393.40
1985	0.00	3.00	0.00	12.00	29.50	144.50	79.50	110.30	44.50	6.50	2.50	16.50	448.80
1986	10.00	14.00	10.50	4.00	40.00	13.50	154.50	57.00	54.00	68.50	0.00	4.00	430.00
1987	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	90.00	90.00	110.00	146.50	30.00	6.00	19.00	491.50
1988	109.00	44.50	11.50	7.00	118.00	66.50	153.50	97.50	99.50	61.50	43.00	2.00	813.50
1989	2.50	1.00	0.00	36.50	7.50	197.00	82.50	67.00	38.00	12.50	7.00	6.00	457.50
1990	5.00	0.00	3.00	30.00	69.50	163.00	132.00	97.00	90.30	75.50	0.00	0.00	665.30
1991	6.50	0.00	0.00	4.50	103.00	34.70	17.20	207.00	160.00	9.50	17.00	23.50	582.90
1992	0.00	0.00	0.00	3.50	37.50	64.00	55.50	74.50	161.80	29.80	0.00	0.00	426.60
1993	4.80	2.00	27.50	59.00	96.00	55.50	66.00	63.00	12.30	54.00	8.50	0.00	448.60
1994	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	123.00	113.00	178.00	197.50	68.50	23.50	0.00	706.50
1995	0.00	0.00	1.00	0.00	5.50	108.50	156.00	127.00	13.80	1.50	0.00	1.00	414.30
1996	0.00	0.00	0.00	2.00	56.00	186.50	72.50	68.50	60.50	25.50	9.00	2.00	482.50
1997	15.00	0.00	6.50	28.50	39.50	134.30	157.00	72.00	63.80	30.00	2.00	0.00	548.60
1998	31.00	10.50	0.00	7.50	44.50	85.50	148.90	58.00	118.50	60.50	40.00	0.00	604.90
1999	0.00	0.00	22.00	31.00	40.00	56.00	96.00	74.00	35.00	0.00	0.00	0.00	354.00
2000	18.00	13.00	10.00	22.00	25.00	80.00	93.00	75.00	47.00	21.00	23.00	10.00	437.00
2001	0.00	6.00	0.00	13.00	21.00	160.00	70.00	103.00	43.00	8.00	4.00	15.00	443.00
2002	0.00	0.00	11.00	8.00	36.00	20.00	149.00	150.00	21.00	7.00	0.00	4.00	406.00
2003	7.00	0.00	0.00	9.00	90.00	25.00	16.00	210.00	150.00	8.00	19.00	23.00	557.00
2004	0.00	0.00	1.00	0.00	5.50	108.50	156.00	127.00	13.80	1.50	0.00	1.00	414.30
2005	0.00	0.00	0.00	2.00	56.00	186.50	72.50	68.50	60.50	25.50	9.00	2.00	482.50

Se procede a calcular el volumen medio anual de escurrimiento natural para lo cual es necesario clasificar el tipo de suelo y uso de suelo y vegetación. Dicho proceso es el mismo utilizado para el kriging el cual se explica a detalle en el apartado 3.4.3



**TABLA A.29 Volúmenes mensuales de aportaciones (m<sup>3</sup>) obtenidos con las láminas de lluvia de la Est. Jurica 22045.  
Presa Gonzalo Río Arriente**

Aportaciones mensuales (m <sup>3</sup> )												
Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1980	40,276.15	31,645.55	0.00	0.00	46,988.84	204,065.83	228,423.31	211,353.90	106,635.91	46,988.84	4,794.78	49,865.71
1981	0.00	0.00	0.00	74,089.28	197,720.18	403,697.30	352,370.39	301,043.48	57,575.40	34,813.03	3,570.57	33,474.07
1982	0.00	0.00	0.00	134,286.92	66,726.42	187,668.05	208,520.06	250,224.07	143,461.80	83,408.02	145,129.96	0.00
1983	0.00	2,624.34	0.00	60,359.75	25,018.68	110,222.14	120,719.49	173,206.23	97,100.46	0.00	158,334.98	0.00
1984	3,354.63	838.66	34,384.95	15,934.49	50,319.44	29,017.55	263,506.14	226,437.49	29,353.01	6,709.26	0.00	0.00
1985	0.00	5,386.13	0.00	21,544.51	52,963.58	259,431.79	142,732.37	198,029.94	79,894.22	11,669.94	4,488.44	29,623.70
1986	17,553.12	24,574.36	18,430.77	7,021.25	70,212.47	23,696.71	271,195.66	100,052.77	94,786.83	120,238.85	0.00	7,021.25
1987	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	169,773.50	169,773.50	207,500.94	276,353.53	56,591.17	11,318.23	35,841.07
1988	280,410.69	114,479.59	29,584.61	18,008.03	303,563.87	171,076.25	394,890.28	250,826.08	255,971.23	158,213.37	110,620.73	5,145.15
1989	4,534.79	1,813.92	0.00	66,207.93	13,604.37	357,341.45	149,648.07	121,532.37	68,928.81	22,673.95	12,697.41	10,883.50
1990	11,283.76	0.00	6,770.25	67,702.54	156,844.22	367,850.46	297,891.17	218,904.88	203,784.64	170,384.72	0.00	0.00
1991	13,527.49	0.00	0.00	9,365.18	214,358.61	72,215.96	35,795.81	430,798.37	332,984.25	19,770.94	35,379.58	48,907.06
1992	0.00	0.00	0.00	6,118.23	65,552.48	111,876.23	97,017.67	130,230.92	282,837.09	52,092.37	0.00	0.00
1993	8,615.76	3,589.90	49,361.11	105,902.02	172,315.15	99,619.70	118,466.67	113,081.82	22,077.88	96,927.27	15,257.07	0.00
1994	0.00	7,033.65	0.00	0.00	0.00	288,379.79	264,934.28	417,330.11	463,048.86	160,601.76	55,096.95	0.00
1995	0.00	0.00	1,721.85	0.00	9,470.20	186,821.16	268,609.22	218,675.46	23,761.59	2,582.78	0.00	1,721.85
1996	0.00	0.00	0.00	3,734.39	104,562.79	348,231.42	135,371.46	127,902.69	112,965.15	47,613.41	16,804.73	3,734.39
1997	30,120.84	0.00	13,052.36	57,229.60	79,318.21	269,681.92	315,264.79	144,580.03	128,113.97	60,241.68	4,016.11	0.00
1998	65,969.08	22,344.37	0.00	15,960.26	94,697.56	181,946.99	316,864.41	123,426.03	252,172.14	128,746.12	85,121.40	0.00
1999	0.00	0.00	35,053.72	49,393.87	63,734.03	89,227.64	152,961.67	117,907.96	55,767.28	0.00	0.00	0.00
2000	31,864.13	23,012.98	17,702.29	38,945.04	44,255.73	141,618.33	164,631.31	132,767.19	83,200.77	37,174.81	40,715.27	17,702.29
2001	0.00	10,698.09	0.00	23,179.20	37,443.33	285,282.49	124,811.09	183,650.60	76,669.67	14,264.12	7,132.06	26,745.23
2002	0.00	0.00	18,745.83	13,633.33	61,349.98	34,083.32	253,920.76	255,624.92	35,787.49	11,929.16	0.00	6,816.67
2003	14,181.70	0.00	0.00	18,233.61	182,336.13	50,648.92	32,415.31	425,450.96	303,893.54	16,207.66	38,493.18	46,597.01
2004	13,527.49	0.00	0.00	9,365.18	214,358.61	72,215.96	35,795.81	430,798.37	332,984.25	19,770.94	35,379.58	48,907.06
2005	0.00	0.00	0.00	6,118.23	65,552.48	111,876.23	97,017.67	130,230.92	282,837.09	52,092.37	0.00	0.00

Lo anterior repitiéndose con cada micro cuenca, obteniendo así, el resto de las aportaciones a presas y embalses.



## Apéndice B.- Tablas CEAC para los esquemas de gestión

En este apéndice se recolectó la información necesaria de la infraestructura hidráulica en cuestión de almacenamientos de las presas y bordos utilizados en este trabajo.

**TABLA B.30 CEAC para el Primer esquema de gestión**

Presa Los Angeles		
Elevacion	Sup.	Volumen
(m)	(ha)	(hm3)
1980.00	0.00	0.00
1981.00	0.30	0.08
1982.00	1.50	0.10
1983.00	4.00	0.15
1984.00	9.00	0.30
1985.00	15.00	0.30
1986.00	30.00	0.32
1987.00	35.00	0.35
1988.00	48.00	0.35
1989.00	50.00	0.40

Presa El Cajón		
Elevacion	Sup.	Volumen
(m)	(ha)	(hm3)
1864.70	0.00	0.00
1866.00	6.75	0.05
1866.50	10.00	0.10
1867.00	14.25	0.16
1867.50	18.25	0.24
1868.00	21.00	0.33
1868.50	25.00	0.44
1869.00	28.50	0.58
1869.50	32.50	0.73
1870.00	36.75	0.91
1870.14	38.00	0.97

Presa Dolores		
Elevacion	Sup.	Volumen
(m)	(ha)	(hm3)
1980	0.00	0.00
1981	0.10	0.00
1982	6.20	0.10
1983	10.30	0.15
1984	15.00	0.26
1985	18.00	0.30
1986	19.00	0.32
1987	23.00	0.39
1988	30.00	0.43
1989	33.00	0.45

Presa Gonalo R. Arrionte		
Elevacion	Sup.	Volumen
(m)	(ha)	(hm3)
1980	0.00	0.00
1981	2.00	0.02
1982	3.00	0.09
1983	7.00	0.15
1984	8.00	0.30
1985	15.00	0.40
1986	20.00	0.45
1987	25.00	0.50
1988	30.00	0.56
1989	32.00	0.70



**TABLA B.31 CEAC para el Segundo esquema de gestión**

Presa Yaqui		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1864.70	0.00	0.00
1866.00	6.75	0.05
1866.50	10.00	0.10
1867.00	14.25	0.16
1867.50	18.25	0.24
1868.00	21.00	0.33
1868.50	25.00	0.44
1869.00	28.50	0.58
1869.50	32.50	0.73
1870.00	40.00	0.90
1870.14	42.00	1.00

Bordo San cristobal		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1844.70	0.00	0.00
1846.00	6.75	0.05
1846.50	11.00	0.10
1847.00	20.00	0.20
1847.50	25.00	0.30
1848.00	26.00	0.50
1848.50	27.00	0.60
1849.00	28.00	0.70
1849.50	29.00	0.80
1850.00	35.00	0.90
1852.00	38.00	1.00

Bordo San Luis		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1844.70	0.00	0.00
1846.00	4.00	0.05
1846.50	6.00	0.10
1847.00	8.00	0.20
1847.50	9.00	0.40
1848.00	12.00	0.60
1848.50	15.00	0.80
1849.00	20.00	0.90
1849.50	25.00	0.95
1850.00	30.00	0.98
1852.00	35.00	1.00

Bordo Jesús María		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1890	0.0	0.0
1891	4.0	0.1
1892	6.0	0.1
1893	20.0	0.8
1894	35.0	1.0
1895	46.0	1.1
1896	60.0	1.3
1897	75.0	1.5
1898	85.0	1.7
1899	90.0	1.8
1900	102.0	1.9



Presa San José		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm <sup>3</sup> )
1890.00	0.00	0.00
1891.50	1.00	0.03
1893.00	4.00	0.12
1894.50	6.50	0.15
1896.00	9.00	0.20
1897.50	11.00	0.25
1899.00	26.00	0.43
1900.50	30.00	0.75
1902.00	32.00	1.00
1903.50	36.00	1.20

Presa El Carmen		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm <sup>3</sup> )
2047.00	0.00	0.00
2049.60	2.40	0.05
2052.20	10.50	0.18
2055.00	17.40	0.55
2057.47	25.20	1.10
2060.20	34.50	1.81
2063.00	49.90	2.96
2065.43	53.80	4.26
2068.25	65.20	5.81
2070.00	73.00	7.01

Presa Pirules		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm <sup>3</sup> )
2050	0.00	0.00
2053	2.93	0.07
2056	6.00	0.23
2059	9.33	0.45
2062	13.10	0.72
2065	17.27	1.23
2068	20.27	1.77
2071	23.00	2.40
2074	27.00	3.12
2077	35.00	4.03
2079	40.00	4.75



**TABLA B.32 CEAC para el Tercer esquema de gestión**

Presa Batán		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1866.39	0.00	0.00
1869.00	0.09	0.00
1870.00	0.06	0.00
1875.00	1.75	0.04
1880.00	5.27	0.20
1885.00	11.51	0.61
1890.00	22.74	1.46
1895.00	36.36	2.92
1900.00	56.85	5.20
1905.00	80.77	8.65
1910.00	170.75	13.34

Bordo Reforma Agraria		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1910	0.00	0.00
1915	0.09	0.01
1920	1.00	0.40
1925	1.75	0.50
1930	5.27	0.55
1935	6.00	0.60
1940	8.00	0.65
1941	9.00	0.70
1942	10.00	0.75
1943	11.00	0.80
1945	13.00	0.84

Bordo Carranza		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1910	0.00	0.00
1915	0.09	0.01
1920	1.00	0.35
1925	1.75	0.40
1930	5.27	0.45
1935	7.00	0.50
1940	8.00	0.55
1941	11.00	0.60
1942	14.00	0.80
1943	16.00	0.90
1945	18.00	1.00

Presa San Rafael		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1930	0.00	0.00
1935	0.09	0.20
1940	1.00	0.90
1941	1.75	1.50
1942	5.27	2.00
1943	7.00	2.50
1945	15.00	3.00
1946	20.00	3.50
1947	24.00	4.00
1948	35.00	4.10
1949	38.00	4.20



Bordo Rivera		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1949	0.00	0.00
1950	0.09	0.20
1951	1.00	0.90
1952	1.75	1.50
1953	5.27	2.00
1954	7.00	2.50
1955	15.00	2.80
1960	20.00	3.00
1965	24.00	3.20
1970	35.00	3.40
1975	40.00	3.50

Presa Ceja Bravo.		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
2092.80	0.00	0.00
2094.00	10.00	0.06
2094.50	20.00	0.14
2095.00	37.50	0.29
2095.50	48.50	0.50
2096.00	58.50	0.78
2096.50	70.00	1.13
2097.00	80.00	1.53
2098.00	103.00	2.45
2099.00	122.00	3.55
2100.00	137.50	4.78
2100.70	147.50	5.60

Presa el Zorrillo		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1945	0.00	0.00
1946	0.09	0.20
1947	1.00	0.90
1948	2.00	1.50
1949	5.27	2.00
1950	8.00	2.50
1951	15.00	3.00
1952	20.00	3.10
1953	25.00	3.20
1954	35.00	3.30
1955	40.00	3.50

Bordo San José		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
1955	0.00	0.00
1960	0.09	0.01
1965	1.00	0.05
1970	1.75	0.20
1975	5.27	0.40
1980	7.00	0.50
1985	8.00	0.65
1990	11.00	0.76
1995	12.00	0.80
1996	1.50	0.81
1997	13.00	0.82



Presa San Pedro Huimilpan		
Elevación	Área	Volúmen
(m)	(ha)	(hm3)
2001	0.0	0.0
2005	0.1	0.0
2010	1.0	0.2
2015	1.9	0.9
2020	4.0	1.6
2025	12.0	3.0
2028	25.0	3.5
2030	37.0	4.0
2031	49.0	4.5
2032	50.0	4.8
2033	60.0	5.0