

01177



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**



**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y  
DOCTORADO EN INGENIERÍA  
CAMPO DE CONOCIMIENTO:  
INGENIERÍA AMBIENTAL**

***DETERMINACIÓN DE LA FACTIBILIDAD DE  
REDUCCIÓN DE COSTOS DE OPERACIÓN DE LA  
PLANTA POTABILIZADORA "LOS BERROS"***

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRA EN INGENIERÍA (AMBIENTAL)  
P R E S E N T A**

**I.Q. RAQUEL TERESA MONTES ROJAS**

**DIRECTORA : M. EN I. ANA ELISA SILVA MARTÍNEZ**

**MATRIZ: 338015**

*Ciudad Universitaria, 2004.*



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: Monte Rojas Raquel

Teresa

FECHA: 10 - Noviembre - 2004

FIRMA: 

**ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA**

## *Dedicatorias*

### *A mis queridos Padres:*

*Por creer en mí, por sus deseos, la libertad y el amor que me han brindado para llegar al final para que éste deseo llegara a cumplirse, gracias por permanecer siempre a mi lado.*

### *A mis hermanos y cuñado:*

*Rocío, Alejandro, Clara, Ismael y José Luis, por aceptarme y compartir conmigo éste logro, que es suyo también.*

### *A mis adorados sobrinos:*

*José Luis y Alejandra Abigail, por brindarme la alegría de su inocencia, porque nunca dejen de sorprenderme.*

### *A mis amigas incondicionales:*

*Lupita, Maricruz, Estela, Miriam, Marú, por permitirme compartir grandes momentos y ser parte de sus vidas.*

### *A mis amigos:*

*Vicente, Reynaldo, Lino, Martín, Francisco, por alentarme a lo largo de éste recorrido, además de obsequiarme su confianza y amistad.*

*"Las muchas aguas no podrán apagar el amor, ni lo ahogarán los ríos" (Cant 8:7)*

## ***Agradecimientos***

***"Sobre el alto vigila otro más alto, y uno más alto está sobre ellos" (Ec 5:8)***

***A la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme ser una más de las universitarias formadas en su seno.***

***Al M. en I. Mariano Herrera, por su ayuda desinteresada y altruista para dar el primer paso en éste recorrido.***

***Al M. en I. Martín Rubén Jiménez Magaña, por el apoyo, la amistad y la confianza incondicionales, que me ha brindado a lo largo de éste camino.***

***Al M. en I. Víctor Franco, por el apoyo incondicional y las facilidades otorgadas para lograr éste sueño.***

***A la Coordinación de Hidráulica del Instituto de Ingeniería, por brindarme el apoyo para el desarrollo de mis estudios de posgrado.***

***A la Q.F.B. Soledad Lucario, por permitirme ser parte de su equipo, aceptarme y apoyarme en todo momento.***

***Al Sr. Pedro Trinidad, por su interés y apoyo a lo largo de éste tiempo.***

***A la M. en I. Ana Elisa Silva Martínez, por su disposición, orientación, paciencia y dedicación para la concepción y el término de éste trabajo.***

***Al M. en I. Eduardo Vega, por el interés mostrado y el apoyo proporcionado para el desarrollo de este tema de tesis.***

***Al Ing. Eduardo Antonio Rodal Canales, por el tiempo brindado.***

***A la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, por las facilidades otorgadas dentro de la potabilizadora y la información proporcionada:***

***Ing. Javier Cuadra Moreno.***

***Ing. Absalón Domínguez Ballinas.***

***Ing. Humberto Whaibe Arredondo.***

***Ing. Ramiro Gutiérrez Wood.***

***Lic. Guillermo González Ugarte.***

***Ing. Francisco J. Patiño Peña.***

***C. Héctor Gamboa Bonilla.***

***C. Arturo Reyna Jiménez.***

*Dr. Gustavo A. Paz Soldán Córdova.*  
*Lic. Héctor Castañeda Nañez.*  
*In. Jorge Malagón Díaz.*  
*Ing. Raymundo Gabino Noriega.*  
*Ing. Eugenio Peralta Morales.*  
*Ing. Ildefonso González Morales.*  
*Ing. Francisco Gómez Cardénas.*

*Al Personal de la Planta Potabilizadora "Los Berros", por el tiempo brindado durante las diferentes visitas:*

*Ing. Jesús Flores.*  
*M. en I. Alma de la Cruz.*

*A la Subdirección General técnica Gerencia de Saneamiento y calidad del agua. Subgerencia de estudios de calidad del agua e impacto ambiental, por permitir consultar su información:*

*Ing. Ignacio Castillo Escalante.*  
*Ing. Fernando M. Rosales Cristerna.*  
*Dr. Alberto Jaime P.*  
*Ing. Carlos Israel Sánchez Vázquez.*

*Al Personal de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería:*

*Ing. Brisia Jon Serrano.*  
*Sr. Miguel Chavéz Rodríguez.*  
*Sr. José Estrada Reyes.*  
*Sr. Ramón Rodríguez Rodríguez.*  
*Sr. Martín Adán Bernabé.*

*A la M. en C. Miriam Silvia López Vigil, gracias por dedicarme parte de su tiempo en el desarrollo de este tema de tesis.*

*Al I. Q. Lino Jardines Ortega, por confiar en mí como profesional y ofrecerme su amistad.*

*A la M. en I. Guadalupe Urquiza, por su interés durante el recorrido es éste de este trabajo y su apoyo.*

*A Marcela Isabel Vázquez, por el apoyo y disponibilidad en todo momento.*

*A cada uno de los miembros del jurado, por sus valiosas aportaciones y recomendaciones:*

*M. en I. Víctor Franco*

*M. en I: Ana Elisa Silva Martínez.*

*Dra. Rosa María Ramírez Zamora.*

*Dr. Alfonso Durán Moreno.*

*M. en I. Rubén Telléz Sánchez.*

*A la Dra. Patricia Balderas, por el tiempo brindado para la revisión del trabajo escrito, por sus sugerencias y consejos.*

*A Larry Espinoza, por la ayuda y tiempo brindados en la corrección del texto en inglés.*

## INDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1 Justificación	3
1.2 Hipótesis	3
1.3 Objetivos	4
1.3.1 <i>Objetivo general</i>	4
1.3.2 <i>Objetivos particulares</i>	4
1.4 Alcances y limitaciones	4
1.5 Estructura del trabajo	5
<b>2. PROBLEMÁTICA DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE MÉXICO</b>	<b>6</b>
2.1 Clasificación de los contaminantes del agua y procesos de tratamiento	6
2.2 Problemática del agua en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM)	7
2.2.1 <i>Abastecimiento de agua a la Ciudad de México y sobreexplotación de los acuíferos</i>	8
2.3 Situación del Sistema Cutzamala	10
2.4 Problemática general de potabilizadoras que se abastecen de presas y embalses	11
2.4.1 <i>Nordeifel, Alemania</i>	11
2.4.2 <i>Río Almond, Escocia</i>	12
2.4.3 <i>Estados Unidos</i>	13
2.4.4 <i>Europa</i>	14
<b>3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA CUTZAMALA Y LA PLANTA POTABILIZADORA “LOS BERROS”</b>	<b>15</b>
3.1 Descripción del Sistema Cutzamala	15
3.1.1 <i>Localización</i>	15
3.1.2 <i>Componentes del Sistema</i>	15
3.2 Etapas de construcción del Sistema Cutzamala	18
3.2.1 <i>Construcción de la Primera etapa</i>	18
3.2.2 <i>Construcción de la Segunda etapa</i>	18
3.2.3 <i>Construcción de la Tercera etapa</i>	19
3.3 Planta Potabilizadora “Los Berros”	22
3.3.1 <i>Localización de la Planta Potabilizadora</i>	22
3.3.2 <i>Descripción del proceso de potabilización</i>	22
3.3.2.1 <i>Recepción de aguas crudas</i>	23

3.3.2.2 Canales Parshall	23
3.3.2.3 Coagulación floculación	23
3.3.2.4 Sedimentación	23
3.3.2.5 Filtración	24
3.3.2.6 Recepción de aguas claras	24
<b>4. BASES TEÓRICAS DEL PROCESO DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN</b>	<b>27</b>
<b>4.1 Características de los coloides</b>	<b>27</b>
<i>4.1.1 Características de los coloides</i>	29
<b>4.2 Descripción del proceso de coagulación</b>	<b>30</b>
<b>4.3 Factores que intervienen en el proceso de coagulación</b>	<b>31</b>
<i>4.3.1 Estabilidad e inestabilidad de las partículas</i>	<b>32</b>
4.3.1.1 Estabilidad de las partículas	<b>32</b>
4.3.1.2 Fuerzas de inestabilidad	<b>32</b>
<i>4.3.2 Condiciones de operación que influyen en la coagulación</i>	<b>33</b>
4.3.2.1 Tipos de coagulantes	<b>33</b>
4.3.2.2 Valencia	<b>43</b>
4.3.2.3 Capacidad de cambio	<b>43</b>
4.3.2.4 Tamaño de las partículas	<b>43</b>
4.3.2.5 Concentración de iones H <sup>+</sup> o pH	<b>43</b>
4.3.2.6 Temperatura	<b>44</b>
4.3.2.7 Relación cantidad-tiempo	<b>44</b>
4.3.2.8 Alcalinidad	<b>44</b>
4.3.2.9 Dosis-pH-concentración coloidal	<b>44</b>
<b>4.4 Floculación</b>	<b>45</b>
<i>4.4.1 Tipos de floculación</i>	<b>45</b>
4.4.1.1 Floculación pericinética	<b>46</b>
4.4.1.2 Floculación ortocinética	<b>46</b>
<i>4.4.2 Factores que influyen en la floculación</i>	<b>46</b>
<b>5. BASES TEÓRICAS DEL PROCESO DE FILTRACIÓN</b>	<b>47</b>
<b>5.1 Definición</b>	<b>48</b>
<b>5.2 Medios filtrantes</b>	<b>49</b>
<i>5.2.1 Tipos de medios filtrantes</i>	<b>49</b>
5.2.1.1 Arena	<b>49</b>
5.2.1.2 Antracita	<b>50</b>
5.2.1.3 Magnetita	<b>50</b>
<b>5.3 Clasificación</b>	<b>50</b>
<i>5.3.1 Clasificación de los filtros de la Planta Potabilizadora de "Los Berros"</i>	<b>52</b>

<b>5.4 Variables que afectan la filtración</b>	<b>52</b>
5.4.1 <i>Características de la afluente</i>	52
5.4.2 <i>Velocidad de filtración</i>	52
5.4.3 <i>Espesor del medio filtrante</i>	53
5.4.4 <i>Efecto del tipo de medio filtrante</i>	53
5.4.5 <i>Efecto de la temperatura</i>	53
<b>5.5 Componentes de un filtro</b>	<b>53</b>
<b>5.6 Granulometría del filtro</b>	<b>55</b>
5.6.1 <i>Tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad de arena</i>	55
5.6.2 <i>Características de la grava como medio de soporte</i>	56
5.6.3 <i>Determinación de la curva granulométrica</i>	56
<b>5.7 Lavado del filtro</b>	<b>57</b>
5.7.1 <i>Factores que influyen en la eficacia del lavado</i>	58
5.7.1.1 <i>La abrasión como principal mecanismo de limpieza</i>	58
5.7.1.2 <i>Duración del lavado</i>	58
5.7.1.3 <i>Gradiente de velocidad</i>	58
5.7.1.4 <i>Efecto de la temperatura</i>	59
5.7.1.5 <i>Adición de reactivos</i>	59
5.7.2 <i>Métodos de lavado de filtros profundos</i>	59
5.7.2.1 <i>Lavado con agua</i>	59
5.7.2.2 <i>Lavado con agua-aire sin expansión, utilizados simultáneamente</i>	60
5.7.2.3 <i>Lavado con agua-aire, utilizados sucesivamente</i>	61
5.7.3 <i>Frecuencia de lavados</i>	62
<b>5.8 Filtros piloto</b>	<b>62</b>
5.8.1 <i>Determinación del tamaño del filtro</i>	63
5.8.2 <i>Longitud de la columna</i>	63
<b>6. METODOLOGÍA</b>	<b>64</b>
<b>6.1 Localización y descripción del sitio</b>	<b>64</b>
6.1.1 <i>Datos recabados durante las visitas realizadas a la Planta Potabilizadora</i>	64
<b>6.2 Recabación de información histórica de la calidad del agua</b>	<b>64</b>
<b>6.3 Metodología experimental</b>	<b>64</b>
6.3.1 <i>Muestreos durante los meses de octubre, noviembre, enero y febrero</i>	65
6.3.2 <i>Determinación de parámetros fisicoquímicos al agua cruda</i>	65
6.3.3 <i>Tratamiento</i>	65
<b>6.4 Pruebas de coagulación-floculación</b>	<b>65</b>

6.4.1 <i>Diseño de experimentos</i>	66
6.4.1.1 Coagulación-floculación variando dosis de coagulante y calidad del influente	66
6.4.1.2 Coagulación-floculación variando dosis de coagulante, pH y calidad del influente	67
6.4.2 <i>Procedimiento experimental</i>	67
6.4.3 <i>Filtración</i>	68
<b>6.5 Análisis de los parámetros fisicoquímicos al final del tratamiento</b>	<b>68</b>
<b>7. RESULTADOS</b>	<b>70</b>
<b>7.1 Resultados de cuestionario aplicado para información relativa a la operación de la Planta Potabilizadora “ Los Berros”</b>	<b>70</b>
<b>7.2 Datos históricos recopilados durante el período de 1998-2000</b>	<b>72</b>
<b>7.3 Resultados de muestreos realizados</b>	<b>74</b>
<b>7.4 Resultados experimentales</b>	<b>80</b>
7.4.1 <i>Resultados para coagulación-floculación con la variación de dosis de coagulante y turbiedad inicial</i>	<b>80</b>
7.4.2 <i>Efecto de la precloración sobre el proceso de coagulación-floculación</i>	<b>81</b>
7.4.3 <i>Resultados para coagulación-floculación con la variación de dosis de coagulante , turbiedad inicial y pH</i>	<b>82</b>
<b>7.5 Determinación del tiempo entre retrolavados para los filtros de la planta potabilizadora de “Los Berros”</b>	<b>86</b>
<b>7.6 Análisis de resultados</b>	<b>88</b>
<b>8. ANÁLISIS DE COSTOS</b>	<b>90</b>
<b>8.1 Metodología</b>	<b>90</b>
8.1.1 <i>Costo de tratamiento para las condiciones actuales de operación en la Planta Potabilizadora “Los Berros”</i>	<b>90</b>
8.1.2 <i>Costo de tratamiento con las condiciones óptimas encontradas experimentalmente</i>	<b>91</b>
8.1.3 <i>Costo de tratamiento con las condiciones actuales y óptimas encontradas experimentalmente, incluyendo para ambos casos el costo por cloración</i>	<b>91</b>
<b>8.2 Resultados de los análisis de costos</b>	<b>92</b>
8.2.1 <i>Costo energético y de reactivos</i>	<b>92</b>

<i>actualmente en la Planta Potabilizadora de "Los Berros"</i>	
8.2.2 <i>Costo de operación con las condiciones óptimas encontradas experimentalmente en el presenta trabajo para la Planta Potabilizadora de "Los Berros"</i>	96
8.2.3 <i>Costo de operación total para las condiciones actuales y óptimas encontradas experimentalmente, incluyendo para ambos casos el costo por cloración para la Planta Potabilizadora de "Los Berros"</i>	98
<b>8.3 Discusión del análisis de costos</b>	<b>100</b>
<b>9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	<b>101</b>
<b>9.1 Conclusiones</b>	<b>101</b>
<b>9.2 Recomendaciones</b>	<b>102</b>
<b>10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>103</b>
 <b>ANEXOS</b>	
Anexo A. Datos históricos de calidad de agua del Sistema Cutzamala	A.1
Anexo B. Criterios ecológicos de calidad de agua para fuentes de abastecimiento, CE-CCA-001/89 y Norma para agua potable NOM-127-SSA1-1994	B.1
Anexo C. Relación sólidos suspendidos totales (mg/L)-Turbiedad (UTN)	C.1
Anexo D. Cálculo de la concentración de saturación y tiempo de retrolavado de los filtros de le Planta Potabilizadora de "Los Berros"	D.1

---

**INDICE DE TABLAS**

Tabla 3.2.3.1. Coordenadas geográficas y capacidades de las presas y componentes del Sistema Cutzamala.	22
Tabla 4.3.2.1. Dosis de coagulantes y sales metálicas adicionadas al agua residual.	34
Tabla 4.3.2.2. Resumen de los coagulantes de aluminio	36
Tabla 4.3.2.3. Características químicas y físicas de algunas sales de hierro.	38
Tabla 4.3.2.4. Características químicas y físicas de compuestos de calcio.	40
Tabla 4.3.2.5. Características de los coagulantes orgánicos.	42
Tabla 5.5.1. Criterios de diseño para filtros.	54
Tabla 5.6.2.1. Tamaños típicos de grava	56
Tabla 5.6.2.1. Serie de tamices	57
Tabla 5.7.2.2.1. Velocidades del agua y aire para el lavado de filtros.	61
Tabla 5.7.2.3.1. Valores de velocidad para el lavado de filtros con agua y aire sucesivamente.	62
Tabla 6.5.1. Parámetros fisicoquímicos determinados tanto al agua cruda como al agua tratada.	69
Tabla 7.1. Datos referentes a la operación de precloración de la planta potabilizadora "Los Berros".	70
Tabla 7.2. Datos referentes a la operación de coagulación de la planta potabilizadora "Los Berros".	71
Tabla 7.3. Datos referentes a la operación de floculación de la planta potabilizadora "Los Berros".	71
Tabla 7.4. Datos referentes a la operación de sedimentación de la planta potabilizadora "Los Berros".	71
Tabla 7.5. Datos referentes a la operación de filtración de la planta potabilizadora "Los Berros".	72
Tabla 7.3.1. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 16 de octubre de 2001.	74
Tabla 7.3.2. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 30 de octubre de 2001.	75
Tabla 7.3.3. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 13 de noviembre de 2001.	76
Tabla 7.3.4. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 27 de noviembre de 2001.	77
Tabla 7.3.5. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 30 de enero de 2002.	78

---

Tabla 7.3.6. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 20 de febrero de 2002.	79
Tabla 7.3.7. Parámetros determinados en laboratorio para agua con diferente calidad.	80
Tabla 7.4.1.1. Resultados de la variación de la turbiedad inicial y la dosis de coagulante; variables de respuesta: turbiedad final, volumen de lodos y sólidos suspendidos totales.	81
Tabla 7.4.2.1. Efecto de la precloración sobre el proceso de coagulación-floculación.	82
Tabla 7.4.3.1. Resultados de la variación de la dosis de coagulante, pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, turbiedad final (UTN).	83
Tabla 7.4.3.2. Resultados de la variación de la dosis de coagulante, pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, el volumen de lodos generados (mL/L).	84
Tabla 7.4.3.3. Resultados de la variación de la dosis de coagulante, pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, sólidos suspendidos totales (mg/L).	85
Tabla 7.4.3.4. Resultados de la variación de la dosis de coagulante, pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, pH final.	86
Tabla 7.5.1. Datos para la determinación de la curva granulométrica de la arena utilizada en el filtro piloto y el modelo matemático.	87
Tabla 8.2.1.1. Costos anuales actuales de sulfato de aluminio ( $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ ) para la Potabilizadora de "Los Berros".	93
Tabla 8.2.1.2. Costos de energía eléctrica actuales por efecto de retrolavado para la Potabilizadora de "Los Berros".	94
Tabla 8.2.1.3. Costo total actual en la Planta Potabilizadora "Los Berros", por conceptos de sulfato de aluminio, y costo energético por retrolavado.	95
Tabla 8.2.2.1. Costos de sulfato de aluminio, ( $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ ), para la mejor dosis encontrada experimentalmente .	96
Tabla 8.2.2.2. Costos de hidróxido de calcio, ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), para la mejor dosis encontrada experimentalmente.	97
Tabla 8.2.2.3. Costo de energía eléctrica por retrolavado.	97
Tabla 8.2.2.4. Costo total con la mejor dosis y pH óptimo encontrados experimentalmente y consumo energético por retrolavado.	98
Tabla 8.2.3.1. Costos totales anuales por reactivos, energía eléctrica y precloración para las condiciones actuales de la Planta Potabilizadora de "Los Berros".	99
Tabla 8.2.3.2. Costo total por reactivos, energía eléctrica y precloración para las condiciones experimentalmente encontradas.	99

---

## INDICE DE TABLAS

Tabla 3.2.3.1. Coordenadas geográficas y capacidades de las presas y componentes del Sistema Cutzamala.	22
Tabla 4.3.2.1. Dosis de coagulantes y sales metálicas adicionadas al agua residual.	34
Tabla 4.3.2.2. Resumen de los coagulantes de aluminio	36
Tabla 4.3.2.3. Características químicas y físicas de algunas sales de hierro.	38
Tabla 4.3.2.4. Características químicas y físicas de compuestos de calcio.	40
Tabla 4.3.2.5. Características de los coagulantes orgánicos.	42
Tabla 5.5.1. Criterios de diseño para filtros.	54
Tabla 5.6.2.1. Tamaños típicos de grava	56
Tabla 5.6.2.1. Serie de tamices	57
Tabla 5.7.2.2.1. Velocidades del agua y aire para el lavado de filtros.	61
Tabla 5.7.2.3.1. Valores de velocidad para el lavado de filtros con agua y aire sucesivamente.	62
Tabla 6.5.1. Parámetros fisicoquímicos determinados tanto al agua cruda como al agua tratada.	69
Tabla 7.1. Datos referentes a la operación de precloración de la planta potabilizadora "Los Berros".	70
Tabla 7.2. Datos referentes a la operación de coagulación de la planta potabilizadora "Los Berros".	71
Tabla 7.3. Datos referentes a la operación de floculación de la planta potabilizadora "Los Berros".	71
Tabla 7.4. Datos referentes a la operación de sedimentación de la planta potabilizadora "Los Berros".	71
Tabla 7.5. Datos referentes a la operación de filtración de la planta potabilizadora "Los Berros".	72
Tabla 7.3.1. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 16 de octubre de 2001.	74
Tabla 7.3.2. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 30 de octubre de 2001.	75
Tabla 7.3.3. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 13 de noviembre de 2001.	76
Tabla 7.3.4. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 27 de noviembre de 2001.	77
Tabla 7.3.5. Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 30 de enero de 2002.	78

## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.2.1 Fuentes de abastecimiento de agua potable para la ZMVM	8
Figura 3.1.2.1 Componentes del Sistema Cutzamala (Fuente: Comisión Nacional del Agua, 2001).	16
Figura 3.1.2.2 Perfil del Sistema Cutzamala (Comisión Nacional del Agua, 2001).	17
Figura 3.2.3.1. Etapas de construcción del Sistema Cutzamala	20
Figura 3.2.3.2. Distribución de los componentes del Sistema Cutzamala	21
Figura 3.3.1 Diagrama de flujo del proceso de potabilización de la Potabilizadora de Los Berros	25
Figura 3.3.2. Distribución de los procesos dentro de la planta Potabilizadora de los Berros.	26
Figura 7.5.1. Curva granulométrica de la arena utilizada en el filtro piloto y el cálculo matemático.	87

---

## RESUMEN

Desde 1982 una de las fuentes de abastecimiento de agua potable más importante para la Ciudad de México es el Sistema Cutzamala, el cual proporciona actualmente el 28.6 % del agua consumida, la cual es potabilizada en la Planta Potabilizadora de "Los Berros", dicho tratamiento consiste en coagulación-floculación, sedimentación y filtración.

A veinte años de operación de esta planta potabilizadora y del Sistema en sí, se hace necesario una revisión de las condiciones de operación con respecto a los cambios que ha sufrido a calidad del influente.

Por ello, en este trabajo se presentan los resultados tanto de recopilación histórica como los experimentales, los cuales se obtuvieron reproduciendo en el laboratorio el proceso de tratamiento.

Estos resultados obtenidos experimentalmente demuestran que es posible reducir los costos de operación de la planta modificando los reactivos usados y las cantidades dosificadas, lo que refleja en una mejora de las operaciones de coagulación-floculación incrementándose así el rendimiento de la filtración.

## ABSTRACT

Since 1982, the Cutzamala System has been the most important water source to Mexico City. It contributes 28.6% of the city water, which is treated at the "Los Berros" water treatment plant. This water purification system includes processes coagulation-floculation, sedimentation and filtration.

After 20 years of operation, it is necessary that a revision of the "Los Berros" plant and the "Cutzamala System" be done. This revision should include operation conditions in reference with changes that has suffered quality of influent.

In this report I give the results of historical data as well as experimental tests which were reached by reproducing in laboratory tests the treatment process. The results will show that the operational costs can be feasibly lowered by modifying the chemicals used, the dosages, and the improvement of the coagulation-floculation process, which will increase the yield of filtration.

## 1. INTRODUCCIÓN

El agua es un componente vital del ambiente, como también un valioso recurso natural para el hombre, ya que es el medio donde viven numerosas especies, forma parte de los ciclos de la naturaleza que sustentan tanto la vida como las características de los ecosistemas (incluyendo los originados por actividades humanas), y es también medio o insumo de distintas actividades económicas.

Actualmente se considera que uno de los principales desafíos del siglo que comienza es garantizar la calidad y la cantidad de agua a millones de personas en condiciones satisfactorias. En México a menudo se ha pensado en la gestión del agua sólo como problema de cantidad, haciendo una proyección de la demanda de agua a futuro en base al aumento de la población y del ingreso, y entonces se prepara un plan de abastecimiento, acudiendo a nuevas fuentes o mediante embalses. Sin embargo, el agua no debe medirse solamente en cantidad sino también en términos de calidad, distribución y consumo. El deterioro de la calidad del agua, la desigualdad en la distribución y el consumo, en nuestro país, tiene un patrón regional (FLACSO, 2003).

El agua dulce está surgiendo como uno de los problemas más críticos de los recursos naturales que enfrenta la humanidad. El hombre ha atentado contra el medio ambiente en sus procesos productivos, ha producido un deterioro de los recursos naturales y del agua en particular se ha rebasado su capacidad de dilución y autorecuperación. Es un precio que afecta las posibilidades de vida y de trabajo de las generaciones futuras. La mayor parte de la contaminación se origina en los usos urbano, industrial y agrícola, sin menospreciar el impacto de la contaminación natural del agua (Sandoval, 2000).

En un número creciente de lugares los habitantes están extrayendo agua de ríos, lagos y fuentes subterráneas más rápidamente de lo que demora en renovarse; extrayendo, de forma insostenible, lo que una vez era un recurso renovable. Más allá del impacto del crecimiento mismo de la población, la demanda de agua dulce ha estado aumentando en respuesta al desarrollo industrial, la dependencia creciente en la agricultura de regadío, la urbanización masiva y los niveles de vida más altos. Mientras la población mundial se ha triplicado, la extracción de agua ha aumentado más de seis veces. Además, el suministro de agua dulce de que dispone la humanidad se está reduciendo a raíz de la creciente contaminación de muchos de esos recursos hídricos (Hinrichsen *et al.*, 1998).

La sobreexplotación de fuentes de agua locales, e incluso de fuentes externas a las propias ciudades, ha contribuido a una degradación en la calidad del agua o propiciado la escasez y centralización en la distribución del recurso. A nivel internacional existe una preocupación por el futuro abastecimiento de las ciudades y las llamadas 'sequías urbanas' se encuentran entre los problemas más urgentes a resolver (Mansilla, 2000).

---

En algunos países los lagos y ríos se han transformado en receptáculos de una variedad de desechos, inclusive aguas negras municipales parcialmente tratadas, efluentes industriales tóxicos y sustancias químicas de las actividades agrícolas lixiviadas en las aguas de superficie y freáticas (Hinrichsen *et al.*, 1998).

Existe también el problema de los excesivos niveles de contaminación del agua, debido a que sólo en pocos lugares existen controles sobre las descargas de agua residual tanto de la industria como de las propias viviendas y demás servicios que se ubican en las ciudades, haciendo que esta agua sea prácticamente inutilizable para otro tipo de usos como puede ser el riego de áreas agrícolas. Además se carece de una cultura y de recursos para propiciar el tratamiento de aguas negras que puedan ser reutilizadas. De aquí que el agua limpia sea prácticamente desechable y que exista una necesidad de abastecer a las ciudades de fuentes cada vez más lejanas a ellas o continuar sobreexplotando sus fuentes locales (Mansilla, 2000).

A partir de los análisis y diagnósticos realizados en torno al recurso agua, durante las conferencias internacionales de Mar del Plata (1977), Dublín (1992), Río de Janeiro (1992), la Conferencia de París (1998), y más recientemente en el Segundo Foro Mundial del Agua, en La Haya (2000), se reconoce que este recurso se encuentra expuesto a un continuo deterioro relacionado con las características del crecimiento económico, las características y condiciones del crecimiento demográfico y en función de éstas, el aumento de la pobreza social (FLACSO, 2003).

En México, los diagnósticos internacionales y nacionales han dado lugar al desarrollo de programas sectoriales, sin embargo, los objetivos establecidos en estos programas, no han sido alcanzados, o lo han sido sólo de manera parcial, quedando rezagos importantes en diversas dimensiones relacionadas con los usos sociales del agua (FLACSO, 2003).

El abasto de agua potable para la Ciudad de México y Zona Metropolitana es de alrededor de 71 m<sup>3</sup>/s, con dotaciones de agua insuficientes y de mala calidad en algunas zonas como el caso de la delegación Iztapalapa. A partir de 1995 la demanda en la zona metropolitana de la Ciudad de México crece a razón de 1.4 m<sup>3</sup>/s al año. Las necesidades actuales de agua son superiores a 78 m<sup>3</sup>/s, ya que de 1995 al presente se ha acumulado un déficit potencial de 7 m<sup>3</sup>/s.

De estos 71 m<sup>3</sup>/s el 54.5 % es aportado por los mantos acuíferos locales, el 2.9 % de aguas captadas por escurrimientos superficiales, el 14 % de la Cuenca del Lerma y aproximadamente 28.6 % de la Cuenca del Cutzamala. El Sistema Cutzamala está formado por un conjunto de siete presas que abastecen de agua a la Planta Potabilizadora de Los Berros para su posterior distribución a la Ciudad de Toluca y la Ciudad de México (Regulación Gestión Ambiental de Agua, Suelo y Residuos de la Ciudad de México <http://sma.df.gob.mx/sima/dgpa/acuífero.htm>).

La presa de Valle de Bravo es la más importante de las que conforman el Sistema Cutzamala por su capacidad de almacenamiento, y es en ella donde se ha estado

reduciendo su capacidad y se ha afectado la calidad del agua, debido a la captación de sedimentos y contaminantes, esto ocasionado por la erosión del suelo, el uso de agroquímicos y las descargas urbanas. En estudios realizados en esta presa se ha encontrado que la calidad del agua del embalse se viene deteriorando pasando de oligotrófico a mesotrófico (Rivera, *et al.*; 1999).

Otra de las presas que merecen atención junto con la de Valle de Bravo es la presa Colorines, estas dos presas merecen una particular referencia por la grave situación de contaminación que sufren, en razón de las descargas de aguas residuales y azolves por aguas pluviales que recibe, además de los desechos que la actividad turística genera (Gobierno Municipal de Valle de Bravo, 2000).

## 1.1 Justificación

El presente trabajo se estableció dentro del marco de la preservación de la calidad del agua para su uso integral sustentable; es el caso del Sistema Cutzamala para el abastecimiento del agua potable Distrito Federal y Estado de México, debido a que aporta 15.7 m<sup>3</sup>/s en beneficio de una población superior a seis millones de habitantes.

El mayor problema del manejo del medio ambiente se origina porque los recursos ambientales son, casi sin excepción, subvaluados en relación con su contribución a las actividades económicas.

Se ha ido observando que la calidad del agua del Sistema Cutzamala va en deterioro, lo que ha provocado un incremento en los costos de operación y tratamiento, ya que se necesita mayor cantidad de reactivos y los tiempos entre retrolavados ha aumentado ya que esta operación se realizaba cada 24 o 36 horas, y ahora los filtros operan adecuadamente sólo si se retrolava cada 12 horas. Este proceso podría mejorarse si la etapa de coagulación floculación se optimiza, puesto que la razón por la que hay que realizar el retrolavado es por el taponamiento del filtro, es decir, todavía hay una suficiente cantidad de sólidos en suspensión que no han sido removidos y tal vez haya que modificar la dosificación del sulfato de aluminio ((Al<sub>2</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>3</sub>) utilizado como coagulante para lograr el efecto deseado.

De lo anterior se desprende la hipótesis que se muestra en el punto 1.2.

## 1.2 Hipótesis

Es factible la reducción en costos de tratamiento en la Planta potabilizadora "Los Berros", mediante la modificación de las condiciones de operación del proceso de coagulación-floculación y en consecuencia en el de filtración para aumentar el tiempo de carrera de los filtros y disminuir los costos de energía por retrolavado.

## 1.3 Objetivos

### 1.3.1 Objetivo general

Determinar la factibilidad de reducción los costos de operación de las operaciones unitarias de coagulación-floculación y filtración de la Planta Potabilizadora Los Berros, mediante experimentos de laboratorio.

### 1.3.2 Objetivos particulares

- 1) Describir el Sistema Cutzamala así como sus componentes.
- 2) Realizar un análisis de parámetros fisicoquímicos de la información histórica obtenida del agua cruda y tratada del periodo de 1998 a 2000.
- 3) Llevar a cabo pruebas de laboratorio para determinar las dosis de sulfato de aluminio e hidróxido de calcio necesarias para abatir los costos de tratamiento en coagulación-floculación y filtración.
- 4) Estimar la reducción del tiempo de filtración y disminución del costo asociado.

## 1.4 Alcances y limitaciones

El desarrollo del trabajo se llevo a cabo bajo los siguientes alcances y limitaciones:

Las pruebas de simulación del proceso de potabilización se llevaron a cabo a nivel de laboratorio.

Las operaciones unitarias que se simularon fueron la coagulación-floculación y sedimentación en los laboratorios de Ingeniería Ambiental de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

La determinación de las condiciones óptimas de operación, se hizo mediante determinación de la dosis de coagulante. No se consideraron cambios en equipamiento de operación ni de control de pH.

La evaluación de la factibilidad se realizó mediante la determinación de parámetros fisicoquímicos de las diferentes etapas del tratamiento durante el período de muestreo de la planta Potabilizadora de Los Berros y en el estudio de laboratorio.

No se incluye la identificación ni caracterización de las descargas al cuerpo de agua ni el estudio de la calidad del agua de las presas que conforman el sistema.

El análisis económico se restringe a costos de reactivos, comparación de costo energético y no incluye otros costos como mantenimiento ni depreciación de equipos.

## 1.5 Estructura del trabajo

La estructura del trabajo se presenta en nueve capítulos de los cuales los primeros cinco están orientados a introducirnos en la problemática y a los conceptos básicos de los procesos de tratamiento involucrados en el estudio, los últimos cuatro capítulos describen la metodología, resultados, conclusiones y anexos utilizados propiamente en el desarrollo del presente trabajo.

En el capítulo 1, se presenta la situación actual del agua, así como la justificación, los objetivos, alcances y limitaciones bajo los cuales se desarrollo el presente trabajo. El capítulo dos, plantea la problemática del agua en diferentes países, los cuales se abastecen de agua potable de presas y embalses. En este apartado se aborda la situación del sistema Cutzamala en orden a fundamentar el propósito de este tema de tesis. El tercer capítulo describe el Sistema Cutzamala, las diferentes etapas de su construcción, así como sus componentes. En el capítulo cuatro, se abordan los conceptos fundamentales de los procesos de coagulación-floculación, ya que son dos de las operaciones involucrados en este estudio. El capítulo quinto describe la tercera operación unitaria de interés para el presente estudio, que es la filtración.

El sexto capítulo, describe la manera y los procedimientos que se llevaron a cabo para obtener información, muestras y resultados experimentales, así como el planteamiento del diseño de experimentos bajo el cual se realizó la parte experimental; en el capítulo 7, se presentan los datos recabados por medio de la aplicación de cuestionarios, datos obtenidos y resultados experimentales; en el octavo capítulo, se presenta el análisis económico aplicado para determinar la factibilidad de la disminución en costos de operación de la Planta por las modificaciones aplicadas a los procesos de coagulación-floculación y filtración, finalmente en el capítulo nueve, se plasman las conclusiones que se desprendieron tanto del trabajo de investigación como el experimental acerca de la factibilidad de reducción de costos de operación de la Planta Potabilizadora de Los Berros, dando como resultado que es posible la factibilidad de reducción de costos de operación de la planta potabilizadora, esto modificando las condiciones de coagulación- floculación, ya que se encontró que modificando el valor de pH a un valor de 10, puede lograrse alargar la duración de las corridas de filtración, es decir se disminuye el número de veces que hay que realizar el retrolavado, obteniéndose así un ahorro en costo de energía eléctrica por retrolavado.

Por último se presenta un apartado que reúne los anexos utilizados como apoyo para la elaboración de este trabajo de tesis, en este apartado se presentan en el **Anexo A**, los datos históricos de calidad de agua, recopilados para las presas del Sistema Cutzamala y la Planta Potabilizadora Los Berros; en el **Anexo B**, los Criterios ecológicos de calidad de agua, CE-CCA-001/89 para fuentes de abastecimiento y la norma para agua potable NOM-127-SSA1-1994; **Anexo C**, relación sólidos suspendidos totales (mg/L) - turbiedad (UTN); **Anexo D**, cálculo de la concentración de saturación y tiempo de retrolavado de los filtros de La Planta Potabilizadora de "Los Berros".

## Capítulo 2.

Problemática del  
abastecimiento de agua  
potable a la Ciudad de  
México

modificar ésta composición, y para ello se requiere de una variedad de procesos de tratamiento, que tienen por objeto separar los diversos contaminantes (Hurtado y San Martín, 1999).

Físicamente, y para los objetivos de separación, los contaminantes comúnmente encontrados en el agua se clasifican según:

*Sólidos flotantes.* En el agua natural: hojas, ramas. En el agua residual: papel, plástico, arena.

*Sólidos suspendidos pequeños y coloidales.* En el agua natural, partículas de arcilla y limo, microorganismos. En el agua residual, macromoléculas orgánicas, microorganismos.

*Sólidos disueltos.* En el agua natural, sales, alcalinidad, dureza, compuestos orgánicos. En el agua residual, compuestos orgánicos, sales inorgánicas.

*Gases disueltos.* En el agua natural, el oxígeno. En el agua residual, el sulfuro de hidrógeno.

*Líquidos no miscibles:* grasas y aceites

Para remover estos contaminantes, existen tres clases principales de métodos de tratamiento:

*Procesos físicos,* que dependen esencialmente de las propiedades físicas de la impureza, como tamaño de partícula, peso específico, viscosidad, etc. Ejemplos comunes de éste tipo de procesos de tratamiento son: cribado, sedimentación, filtrado.

*Procesos biológicos,* que utilizan reacciones bioquímicas para remover impurezas solubles o coloidales, normalmente sustancias orgánicas. Los procesos biológicos aerobios incluyen filtrado biológico y lodos activados. Los procesos de oxidación anaerobia se usan para la estabilización de lodos orgánicos y desechos orgánicos de alta concentración.

*Procesos químicos,* que dependen de las propiedades químicas de la impureza, o que utilizan las propiedades químicas de los reactivos agregados. Algunos de estos tratamientos son: coagulación, precipitación química, intercambio iónico.

En algunos casos, un solo proceso de tratamiento puede dar el cambio deseado en la composición del agua tratada, pero en la mayoría de los casos, es necesario utilizar una combinación de varios procesos. Por ejemplo, la sedimentación del agua de río quitará parte de la materia suspendida, y la posterior adición de un coagulante químico causará la aglomeración de partículas coloidales, mismas que pueden ser removidas por sedimentación o por flotación. La mayoría de los sólidos no sedimentables que quedan, se pueden remover mediante filtrado en un lecho de arena. Finalmente, la adición de un desinfectante sirve para eliminar los microorganismos dañinos que hayan sobrevivido a los niveles de tratamiento precedentes (Hurtado y San Martín, 1999).

## 2.2 Problemática del agua en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM)

La fuente principal de suministro de agua potable a la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) continúa siendo el acuífero del Valle de México.

De los 71 m<sup>3</sup>/s de agua potable que se suministra a la ZMVM, 54.5 % provienen de los mantos acuíferos locales, 2.9 % de aguas captadas por escurrimientos

---

## **2. PROBLEMÁTICA DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE A LA CIUDAD DE MÉXICO**

En éste capítulo se aborda la problemática del abastecimiento del agua para la Ciudad de México y la Zona Metropolitana a lo largo de los años, las fuentes de abastecimiento y sus características, se abarca también la situación actual de la calidad del agua del Sistema Cutzamala y algunas de las causas que han provocado el aumento en los costos de tratamiento dentro de la Planta Potabilizadora de Los Berros que forma parte del Sistema Cutzamala. Se mencionan, también, algunos de los países que presentan la misma problemática que en nuestro país y las medidas que han tomado para la solución del problema de la calidad del agua para abastecimiento de agua potable.

### **2.1 Clasificación de los contaminantes del agua y procesos de tratamiento**

El agua es probablemente el recurso natural más importante del mundo, ya que sin ella no podría existir la vida, y la industria no funcionaría. A diferencia de muchas otras materias primas, el agua no tiene sustituto en muchas aplicaciones. El agua, además, tiene un papel vital en el desarrollo de las comunidades, ya que es indispensable que su abastecimiento sea seguro para que éstas puedan establecerse de manera permanente. Sin embargo, los desechos líquidos y sólidos de una comunidad tienen un potencial considerable para contaminar el ambiente (Hurtado y San Martín, 1999).

Hay una vasta cantidad de agua presente en la tierra: cerca del 70% de la masa de la tierra es agua. Sin embargo, el 97% de toda ésta agua se halla como agua salada en los océanos, y gran parte del 3% restante, agua dulce, está congelada en los casquetes polares. Así pues, sólo cerca del 0.7% del agua de la tierra forma los lagos y ríos de agua dulce, los acuíferos accesibles, y la humedad en la atmósfera. No obstante, si tanto la población como el agua estuvieran distribuidos de manera uniforme sobre la superficie terrestre, no habría escasez de agua. Desafortunadamente, sí la hay, ya que la distribución del agua de lluvia es desigual, y las áreas urbanas densamente pobladas consumen grandes cantidades de agua, por lo que la escasez llega a ser aguda para algunas comunidades (Hurtado y San Martín, 1999).

Los contaminantes se comportan de diferentes maneras cuando se agregan al agua. Los materiales no conservativos que incluyen a la mayoría de las sustancias orgánicas, algunas sustancias inorgánicas y muchos microorganismos, se degradan por procesos naturales de autopurificación, de modo que sus concentraciones se reducen en el tiempo. La descomposición de estos materiales, depende de cada contaminante en particular, de la calidad del agua receptora, de la temperatura, y de otros factores ambientales. Los procesos naturales no afectan a muchas sustancias inorgánicas, por lo que las concentraciones de estos contaminantes conservativos sólo se pueden reducir por dilución.

El agua natural, al igual que las aguas residuales, por lo general tienen composiciones altamente complejas. Para su uso o disposición, es necesario

modificar ésta composición, y para ello se requiere de una variedad de procesos de tratamiento, que tienen por objeto separar los diversos contaminantes (Hurtado y San Martín, 1999).

Físicamente, y para los objetivos de separación, los contaminantes comúnmente encontrados en el agua se clasifican según:

*Sólidos flotantes.* En el agua natural: hojas, ramas. En el agua residual: papel, plástico, arena.

*Sólidos suspendidos pequeños y coloidales.* En el agua natural, partículas de arcilla y limo, microorganismos. En el agua residual, macromoléculas orgánicas, microorganismos.

*Sólidos disueltos.* En el agua natural, sales, alcalinidad, dureza, compuestos orgánicos. En el agua residual, compuestos orgánicos, sales inorgánicas.

*Gases disueltos.* En el agua natural, el oxígeno. En el agua residual, el sulfuro de hidrógeno.

*Líquidos no miscibles:* grasas y aceites

Para remover estos contaminantes, existen tres clases principales de métodos de tratamiento:

*Procesos físicos,* que dependen esencialmente de las propiedades físicas de la impureza, como tamaño de partícula, peso específico, viscosidad, etc. Ejemplos comunes de éste tipo de procesos de tratamiento son: cribado, sedimentación, filtrado.

*Procesos biológicos,* que utilizan reacciones bioquímicas para remover impurezas solubles o coloidales, normalmente sustancias orgánicas. Los procesos biológicos aerobios incluyen filtrado biológico y lodos activados. Los procesos de oxidación anaerobia se usan para la estabilización de lodos orgánicos y desechos orgánicos de alta concentración.

*Procesos químicos,* que dependen de las propiedades químicas de la impureza, o que utilizan las propiedades químicas de los reactivos agregados. Algunos de estos tratamientos son: coagulación, precipitación química, intercambio iónico.

En algunos casos, un solo proceso de tratamiento puede dar el cambio deseado en la composición del agua tratada, pero en la mayoría de los casos, es necesario utilizar una combinación de varios procesos. Por ejemplo, la sedimentación del agua de río quitará parte de la materia suspendida, y la posterior adición de un coagulante químico causará la aglomeración de partículas coloidales, mismas que pueden ser removidas por sedimentación o por flotación. La mayoría de los sólidos no sedimentables que quedan, se pueden remover mediante filtrado en un lecho de arena. Finalmente, la adición de un desinfectante sirve para eliminar los microorganismos dañinos que hayan sobrevivido a los niveles de tratamiento precedentes (Hurtado y San Martín, 1999).

## 2.2 Problemática del agua en la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM)

La fuente principal de suministro de agua potable a la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) continúa siendo el acuífero del Valle de México.

De los 71 m<sup>3</sup>/s de agua potable que se suministra a la ZMVM, 54.5 % provienen de los mantos acuíferos locales, 2.9 % de aguas captadas por escurrimientos

---

superficiales de la cuenca, 14 % de la Cuenca del Lerma y aproximadamente 28.6 % de la Cuenca del Cutzamala.

En la figura 2.2.1 se muestra los volúmenes correspondientes a los porcentajes anteriormente mencionados

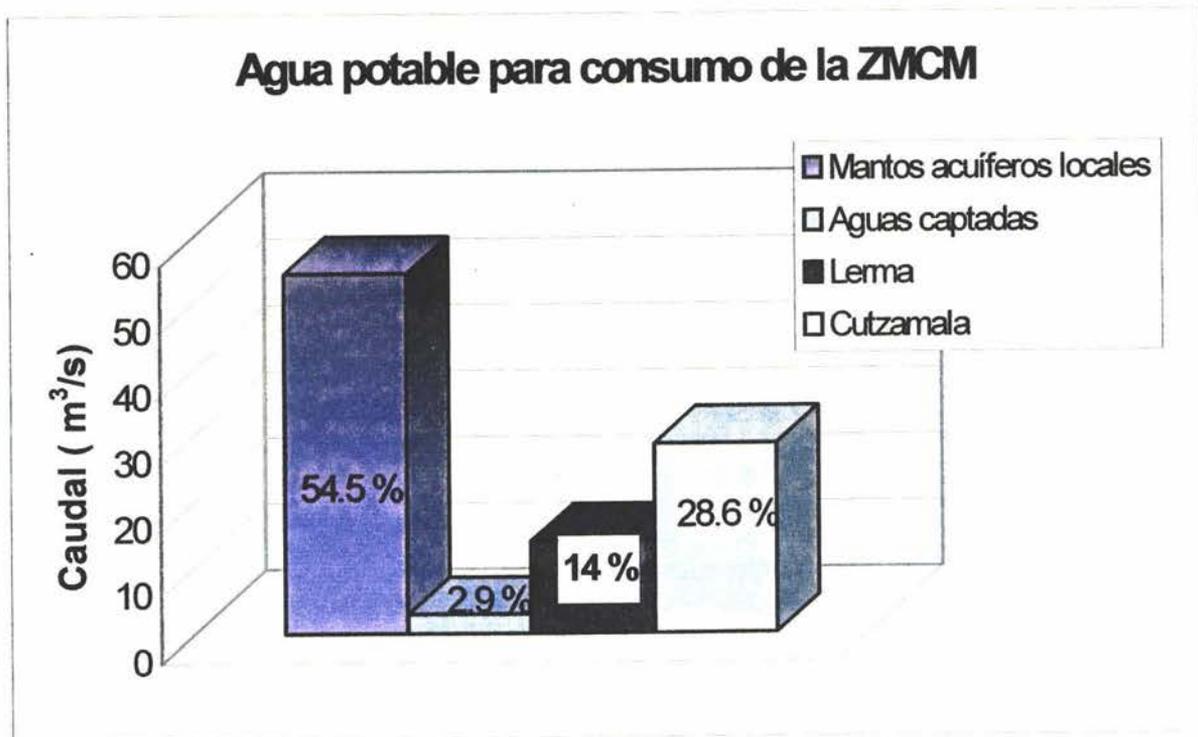


Figura 2.2.1. Fuentes de abastecimiento de agua potable para la ZMVM.

La cuenca del Cutzamala está ubicada a 127 km de distancia y la cuenca del Lerma a 40 km, desde donde se conduce el agua a la potabilizadora " Los Berros", que es la más grande del país y que en sus seis módulos tiene una capacidad para potabilizar de 24 m<sup>3</sup>/s y actualmente operan solo cinco de los módulos lo que proporciona una cantidad de 20 m<sup>3</sup>/s de agua potable (Regulación Gestión Ambiental de Agua, Suelo y Residuos de la Ciudad de México <http://sma.df.gob.mx/sima/dgpa/acuifero.htm>).

### 2.2.1 Abastecimiento de agua a la Ciudad de México y sobreexplotación de los acuíferos

A partir de la segunda mitad del siglo XIX, parte del abastecimiento de agua a la Ciudad de México fue resuelto por medio de pozos artesianos, lo cual provocó los primeros impactos del hundimiento de la ciudad, cinco centímetros por año, registrado entre 1861 y 1895.

En 1902, se iniciaron estudios para determinar la conveniencia de explotar mediante pozos los manantiales de Xochimilco. A partir de 1909, el agua se condujo desde ahí hasta los tanques ubicados en la Loma de Molino del Rey, a 26 km de distancia. En 1912, se comenzaron a bombear y conducir a la ciudad las aguas de Nativitas, Santa Cruz y la Noria, suprimiendo definitivamente las provenientes de Chapultepec, el Desierto de los Leones y el río Hondo, que para entonces presentaban ya rasgos visibles de contaminación.

Durante la revolución y hasta 1924, el abastecimiento de agua de las regiones del sur tuvo infinidad de desequilibrios. En 1927 se construyeron más pozos artesianos con bombas de mayor capacidad ubicados en los manantiales de San Luis Tlaxialtemalco resolviendo así las demandas de agua.

Fue hasta 1936 cuando se vuelven a advertir deficiencias en las fuentes de abastecimiento; la población había aumentado en forma considerable hasta rebasar el millón de habitantes. Durante ese año se perforaron los primeros 18 pozos profundos, de entre 100 y 200 metros, lo que marcó el inicio de la explotación intensiva del acuífero. De 1936 a 1944, se perforaron 93 pozos en el centro y en la periferia 93. Tal extracción de agua provocó hundimientos en el centro a razón de 16 centímetros por año. El más drástico ocurrió entre 1948 y 1952; precisamente en 1951, la ciudad se hundió en promedio 46 centímetros (Legorreta *et al.*, 1997).

En 1947, el doctor Nabor Carrillo demostró que la ciudad de México se hundía por la extracción de agua del acuífero, calculada en  $7.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , de dichos estudios se resolvió terminar la extracción de los acuíferos en el centro de la Ciudad. A partir de entonces los nuevos pozos se hicieron en el sur, principalmente en Chalco y Xochimilco.

En 1956, se concluyó el sistema de pozos Chiconautla, ubicados al norte de la ciudad. En 1964, la población del Distrito Federal era de 5.8 millones con un abastecimiento de  $22.2 \text{ m}^3/\text{s}$ . La política de explotar más el subsuelo continuó a pesar de contar ya con el abastecimiento externo de Lerma.

Desde 1964 y hasta 1975, se incrementaron los caudales con la perforación de 50 pozos profundos más en Xochimilco, Tláhuac y Ciudad Netzahualcóyotl, así como en la zona norte, en los Reyes y Teoloyucan. Con todos ellos se logró aumentar el caudal a  $9.5 \text{ m}^3/\text{s}$  para entonces el agua disponible para consumo humano, la industria y los servicios ascendía a  $32 \text{ m}^3/\text{s}$  y era consumida también por la población de los municipios conurbados del estado de México y que sumada a la del Distrito Federal, era ya de 11 millones de habitantes (Legorreta *et al.*, 1997).

En el año de 1970, la Zona Metropolitana del Valle de México presentaba un serio problema de insuficiencia en el abastecimiento de agua potable, como consecuencia del acelerado crecimiento de la población y de la reducción en la producción de los pozos, tanto de los ubicados dentro del Valle de México como en el de Toluca, causada por la sobre explotación de los acuíferos.

La solución aplicada por el gobierno fue la captación de nuevas fuentes de aguas superficiales fuera del Valle de México y su conducción a la Zona Metropolitana. Para ello se estudiaron la Cuenca del Río Balsas, en sus afluentes altos Cutzamala y Amacuzac, y las Cuencas de los Ríos Pánuco y Tecolutla.

En el año de 1977, se concluyeron los estudios para definir la fuente externa más conveniente desde los puntos de vista técnico, económico y social, iniciándose las

obras del Proyecto Cutzamala para incorporar a la Zona Metropolitana un caudal total de 19.0 m<sup>3</sup>/s, procedentes de la cuenca alta de ese río (INE, 1999).

### 2.3 Situación del Sistema Cutzamala

El agua contenida en las presas que conforman el Sistema Cutzamala, es utilizada principalmente para el abastecimiento a la Ciudad de Toluca y a la zona metropolitana del Valle de México, otra actividad importante en Valle de Bravo, es la pesca deportiva, el turismo y la pesca comercial en menor escala, así mismo algunas de éstas funcionan como cuerpos receptores de aguas residuales de origen municipal (Comisión Nacional del Agua, 2000).

De las seis presas del sistema, la de Valle de Bravo es la más importante por su capacidad de almacenamiento; sin embargo, estudios realizados por la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México (GRAVAMEX) indican que últimamente ha estado reduciendo su capacidad y se ha afectado la calidad del agua, debido a la captación de sedimentos y contaminantes provenientes de la zona de recepción de las subcuencas tributarias, como consecuencia de la erosión del suelo, del uso de agroquímicos y de las descargas urbanas (Rivera *et al.*, 1999).

Spillecke (1999), encontró que por el asolvamiento la presa de Valle de Bravo su vida útil se ha visto disminuida de 892 a 68 años, esto es debido a las actividades agrícolas, pecuarias y forestales las cuales provocan contaminación y erosión tanto para la parcela como en cuerpos de agua cuencas abajo, en especial los vasos de almacenamiento.

Estudios limnológicos realizados en el embalse de Valle de Bravo, muestran que la calidad del agua del embalse se viene deteriorando pasando de oligotrófico (buena calidad del agua) a mesotrófico (contaminación media). Los análisis realizados de nitratos y fosfatos dan a conocer que las cargas más significativas son aportadas por el Río Amanalco (Gontes y Sura, 2000).

Esta presa está sujeta a fuertes procesos de urbanización; descargan ahí aguas residuales, a pesar de los trabajos para construir drenajes perimetrales en sus orillas. Una prueba de las descargas es la proliferación del lirio acuático, además en éste lugar se practican deportes acuáticos utilizando lanchas de motor a gasolina (Legorreta, 1997a).

En Valle de Bravo, la calidad del agua es baja, debido principalmente a la cantidad de desechos contaminantes que se concentran en las corrientes y cuerpos de agua provenientes principalmente del área urbana. Las presas de Valle de Bravo y Colorines, merecen una particular referencia por la grave situación de contaminación que sufren, en razón de las descargas de aguas residuales y azolves por aguas pluviales que recibe, además de los desechos que la actividad turística genera. La presa de Valle de Bravo, es afectada además por la deforestación de los bosques de su entorno que afectan no solamente su estado natural, sino también su paisaje (Gobierno Municipal de Valle de Bravo, 2000).

En los últimos años, las descargas de aguas residuales de origen agrícola y municipal a los cauces y cuerpos de agua de propiedad nacional, afectan la calidad de los recursos bióticos y abióticos, han propiciado que en la actualidad se desarrollen metodologías y técnicas de estudio, cuya finalidad es el contribuir a atenuar el efecto adverso que pueden causar las acciones antropogénicas al entorno para lograr el aprovechamiento racional e integral de los recursos y alcanzar el desarrollo sustentable.

Las fuentes de aprovechamiento que conforman el sistema Cutzamala no escapan a ésta problemática, debido a que son cuerpos receptores de las partes altas de la cuenca y dada su ubicación geográfica es de gran importancia para el abastecimiento de agua a la zona metropolitana de la Ciudad de México.

Esta situación se acentúa en años con estiaje muy prolongado ocasionando que la cantidad de agua embalsada se vea disminuida, lo que da como resultado un incremento en las concentraciones de los nutrientes nitrogenados y fosforados, provenientes de las aguas residuales de las actividades agrícolas, municipales y el deterioro de los suelos que componen las cuencas hidrográficas, esto ocasiona la alteración de la calidad del agua, que es la proliferación de malezas acuáticas, como ha ocurrido con infestaciones periódicas en el vaso regulador de Colorines, en la Presa Valle de Bravo y en menor cantidad en la presa Villa Victoria (Comisión Nacional del Agua, 2000).

#### **2.4 Problemática general de potabilizadoras que se abastecen de presas y embalses**

El factor que más preocupa en el abastecimiento de agua es el crecimiento de la población. La población mundial ha crecido seis veces durante los dos últimos siglos comparado con el año 1800. Este rápido crecimiento explica las consecuencias severas que han resultado de éstas altas tensiones en los recursos del agua dulce y su impacto sin precedente en el desarrollo socioeconómico, aumentando los costos del agua (Adil, 1999).

##### **2.4.1 Nordeifel, Alemania**

La abundancia de agua en Nordeifel da a ésta parte del estado de North Rine-Wesphalia una importancia sobresaliente para el abastecimiento de agua. Desde el inicio del siglo pasado los requerimientos de agua el área de Aachen han sido cubiertos principalmente por Nordeifel. Para abastecer a 600,000 habitantes aproximadamente, lo cual representa una demanda de 50 millones de m<sup>3</sup> de agua cruda por año.

Para el suministro de agua se usan seis embalses, los cuales tienen una capacidad de almacenamiento de cerca de 300 millones de m<sup>3</sup>, de estos 75 millones de m<sup>3</sup> son usados para propósitos de consumo humano.

Los agentes químicos, biológico están amenazando el suministro del agua potable, además una parte importante en el suministro de agua potable es el tratamiento del agua. Aunque hoy en día las técnicas de tratamiento permiten el tratamiento de agua de casi cualquier calidad, existen algunos riesgos como son el

suministro debido a las averías ó fallas en las plantas de tratamiento, por ésta razón la calidad de agua influente, que será tratada, tiene gran influencia sobre la seguridad y eficiencia del suministro de agua.

Los problemas a causa del agua potable han inducido a trabajos en materia de agua por parte del distrito de Aachen para desarrollar un Concepto general para la Gerencia del Agua de Nordeifel.

Esta gerencia contempla los dos aspectos siguientes:

La calidad del agua influente  
Tratamiento del agua

Bajo éste sistema de administración se considera que la calidad del agua para su tratamiento y potabilización es tan importante como el sistema de tratamiento que se le dé a la misma (Bjorn *et al.*, 1998).

#### **2.4.2 Río Almond, Escocia**

La presa del Río Almond, situado en la zona central del este de Escocia es uno de los ríos más contaminados de ese país. El río Almond es pequeño, con una longitud de 46 km en la costa este, en la región central de Escocia, a una altitud de 274 m en las Colinas Cant al norte de Lanarkshire y desemboca hacia el noreste a través de los distritos de West Lothian y Edinburgo, éste río es seguramente uno de los ríos más severamente contaminados en Escocia.

Se ha visto que los cambios en las actividades económicas desde 1860 han afectado la calidad del río. Los efectos del uso de tierras de pastoreo se han combinado con los usos actuales de la tierra y han provocado un importante y complejo desafío para el manejo del problema. Se argumenta existen limitaciones, científicas, legislativas y socio económicas sobre las capacidades de gerentes para responder oportunamente para cambiar modelos de impactos sobre el río. Este retraso en las respuestas al problema ha incrementado los costos de la remediación y ha apoyado consecuentemente a la disminución en los estándares de calidad del agua y viceversa, los avances en la ciencia, la expansión de recursos y facultades reguladoras, y un aumento en el interés público en el ambiente ha ayudado para aclarar el alcance de la gestión en el problema de la captación y han permitido adelantos importantes en algunas áreas de gestión de contaminación.

Los aspectos que han ido modificando la calidad del agua del río Almond son la industria ya que a mediados del siglo XIX la industria había empezado a explotar el agua del río Almond, también los diferentes cambios demográficos que se han presentado en una primera etapa la industria metalúrgica disminuyó en las décadas de los 50's y 60's y junto con ello los efectos demográficos sobre la calidad del río disminuyeron, pero hubo un rápido período de crecimiento urbano se presentó cuando se estableció el pueblo de Livingston, como consecuencia de éste crecimiento urbano ocasionó la necesidad de construir un nuevo sistema de

drenaje a lo largo del río, esto resultó benéfico para incrementar la calidad del agua particularmente en las partes media y baja del río. Durante la década de los 70's y 80's la calidad del agua una vez más empezó a deteriorarse, se encontraron colonias de coliformes fecales a lo largo del río. Aunque los nuevos trabajos de tratamiento del agua residual hayan ayudado inicialmente para mejorar la calidad del agua, los beneficios fueron cortos. Desde la década de los sesenta los cambios demográficos y el desarrollo industrial entre Edimburgo y Glasgow permitieron un sustancial incremento en el área. Muchas de estas nuevas áreas urbanas han tendido a separar los drenajes del agua de lluvia para formar el curso del agua más conveniente para su tratamiento.

En un intento de superar algunas debilidades restantes de gestión de ríos, se han comenzado a formar asociaciones intersectoriales y multidisciplinarias. Como resultado de la degradación del agua en el río Almond en los años recientes se ha integrado la Comisión para la gestión del Río Almond.

Los esfuerzos hasta ahora realizados por parte de la sociedad en participación de la restauración del Río Almond se han basado, sobre la premisa de que una reducción gradual en impactos, entregará eventualmente los mejoramientos deseados para la estructura y funcionamiento del ecosistema del río.

Uno de los objetivos de ésta comisión es prevenir la deterioración por anticipado y evitar nuevos impactos.

La recién formada directiva Europea para la Estructura del Agua está buscando sumar fuerzas para las iniciativas de la recuperación del Río Almond (Polar *et al.*, 2001).

### **2.4.3. Estado Unidos**

La agricultura es el sector que más contaminación produce, más aún que las industrias y las municipalidades. En prácticamente todos los países en los que se aplican fertilizantes agrícolas y plaguicidas, se han contaminado acuíferos subterráneos y el agua superficial. Los desechos animales son otra fuente de contaminación persistente en algunas zonas. El agua que vuelve a los ríos y arroyos después de haberse utilizado para el riego está a menudo seriamente degradada por el exceso de nutrientes, salinidad, agentes patógenos y sedimentos que suelen dejarla inservible para cualquier otro uso posterior, a menos de tratarla en instalaciones depuradoras de agua (Klohn y Wolter, 1998).

En Estados Unidos, los productos químicos usados en la agricultura, los sedimentos de la erosión y los desechos animales han ensuciado más de 278, 000 kilómetros de vías fluviales. Se dice que la agricultura es responsable de 70% de la actual contaminación del agua en los Estados Unidos.

En Estados Unidos, 40% de las aguas de superficie no son aptas para bañarse ni para pescar, y 48% de los lagos son eutróficos (Environmental Protection Agency, 1995; World Health Organization, 1997).

#### **2.4.4. Europa**

Más de 90% de los ríos de Europa tienen altas concentraciones de nitrato, sobre todo de productos químicos utilizados en la agricultura, y 5% de ellos tienen concentraciones por lo menos 200 veces mayores que los niveles naturales de nitrato comunes de los ríos no contaminados (World Health Organization, 1997).

En Polonia, tres cuartas partes del agua de los ríos del país están demasiado contaminadas aún para uso industrial.

Más de la mitad de los lagos de Europa son eutróficos a causa de la sobrecarga de nutrientes agrícolas y municipales (World Health Organization, 1992). En Europa la eutroficación se ha convertido en uno de los problemas más serios que afectan el agua dulce y los ambientes marinos cercanos a la costa (Abramovitz, 1996).

La contaminación del agua subterránea en Europa está empeorando, dentro de 50 años es probable que los acuíferos subterráneos de Europa occidental y central estén contaminados con plaguicidas y fertilizantes (Niemczynowicz, 1996). De los 1,600 campos de pozos perforados para extraer agua subterránea en Hungría, 600 ya están contaminados, principalmente con productos químicos utilizados en la agricultura (Havas-Szilagyi, 1998). En la República Checa, 70% de las aguas de superficie están sumamente contaminadas, sobre todo con desechos municipales e industriales. Un 30% de los ríos del país están tan sucios con contaminantes que no hay pez que sobreviva (Nash, 1993).

## Capítulo 3.

Descripción del Sistema  
Cutzamala y la Planta  
Potabilizadora "Los  
Berros"

### **3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA CUTZAMALA Y LA PLANTA POTABILIZADORA "LOS BERROS"**

En el presente capítulo se presenta la localización, etapas de construcción y componentes del Sistema Cutzamala.

#### **3.1 Descripción del Sistema Cutzamala**

La cuenca del río Cutzamala está situada entre los 19° 50' y 18° 35 ' de latitud norte y los 99° 45' y 100° 50 ' de longitud oeste, su área hasta la estación de Iztapilla es de 12,727 km<sup>2</sup>. Esta cuenca abarca los Estados de Michoacán, en la parte oeste; el Estado de México por la parte este y una pequeña porción de Guerrero en la parte suroeste. Su cauce principal es el río Cutzamala que tiene una longitud aproximada de 262 km, iniciando a una elevación de 2,725 msnm, al este del estado de Michoacán y descendiendo hacia el suroeste con el nombre de Taximarao, nueve kilómetros adelante recibe al río Agoistitlán, cambiando su nombre a río Turundeo mismo que mantiene hasta su confluencia con el río Chiquito donde le dan el nombre de río Tuxpan; modifica el rumbo al suroeste y capta las importantes contribuciones del río Zitácuaro, tomando éste nombre. Aguas abajo al río Tilostoc y a partir de ésta confluencia toma el nombre de río Cutzamala con el que se conoce hasta su confluencia con el río Balsas (Castañeda, 2000).

##### **3.1.1 Localización**

El sistema Cutzamala se encuentra cerca de Valle de Bravo y capta el agua de siete presas de almacenamiento y de derivación, para conducirla a la Planta Potabilizadora de los Berros, ubicada en la cuenca alta del Río Cutzamala (Hernández, 2000). Este sistema aprovecha las aguas de la cuenca alta del río Cutzamala y los caudales que provienen de las presas Tuxpan y el Bosque, ubicadas en el estado de Michoacán, así como las de Ixtapan del Oro, Colorines, Valle de Bravo, Villa Victoria y Chilesdo, en el Estado de México (SEMARNAP, 1999).

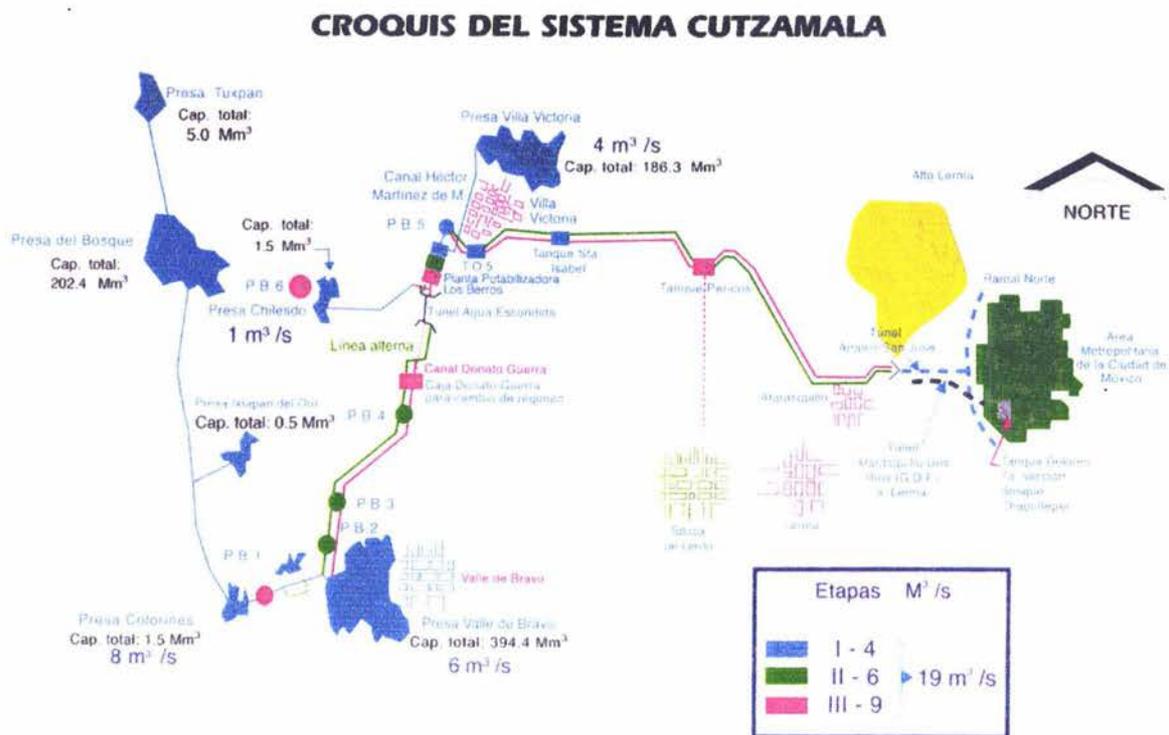
##### **3. 1. 2 Componentes del Sistema Cutzamala**

Con la infraestructura de las tres etapas de construcción del Sistema Cutzamala, tiene la capacidad para abastecer 19,000 L / s de agua potable al Distrito Federal y municipios conurbados del estado de México.

El Sistema Cutzamala se compone a grandes rasgos de (INE,1999 ; Comisión Nacional del Agua, 20001 y Hernández, 2000):

- Un sistema de siete presas de donde se obtiene el recurso.
- Un vaso regulador.

- Un acueducto de 162.2 km, de los cuales 21 km son túneles y 20.54 km de canal abierto.
- Una planta Potabilizadora con capacidad de 24 m<sup>3</sup> /s, constituida por seis módulos de potabilización.
- Una serie de seis plantas de bombeo para vencer un desnivel de hasta 1366 m, cuya operación requiere una energía total promedio de 1,650 millones de kWh/ año.
- 24 km de túneles dentro de la ZMVM, que corresponden a los ramales Norte y Sur, de 12.5 y 11.5 k m respectivamente para la distribución del agua a los municipios conurbados del Estado de México y al Distrito Federal.



**Figura 3.1.2.1** Componentes del Sistema Cutzamala (Fuente: Comisión Nacional del Agua, 2001).

## PERFIL DEL SISTEMA CUTZAMALA

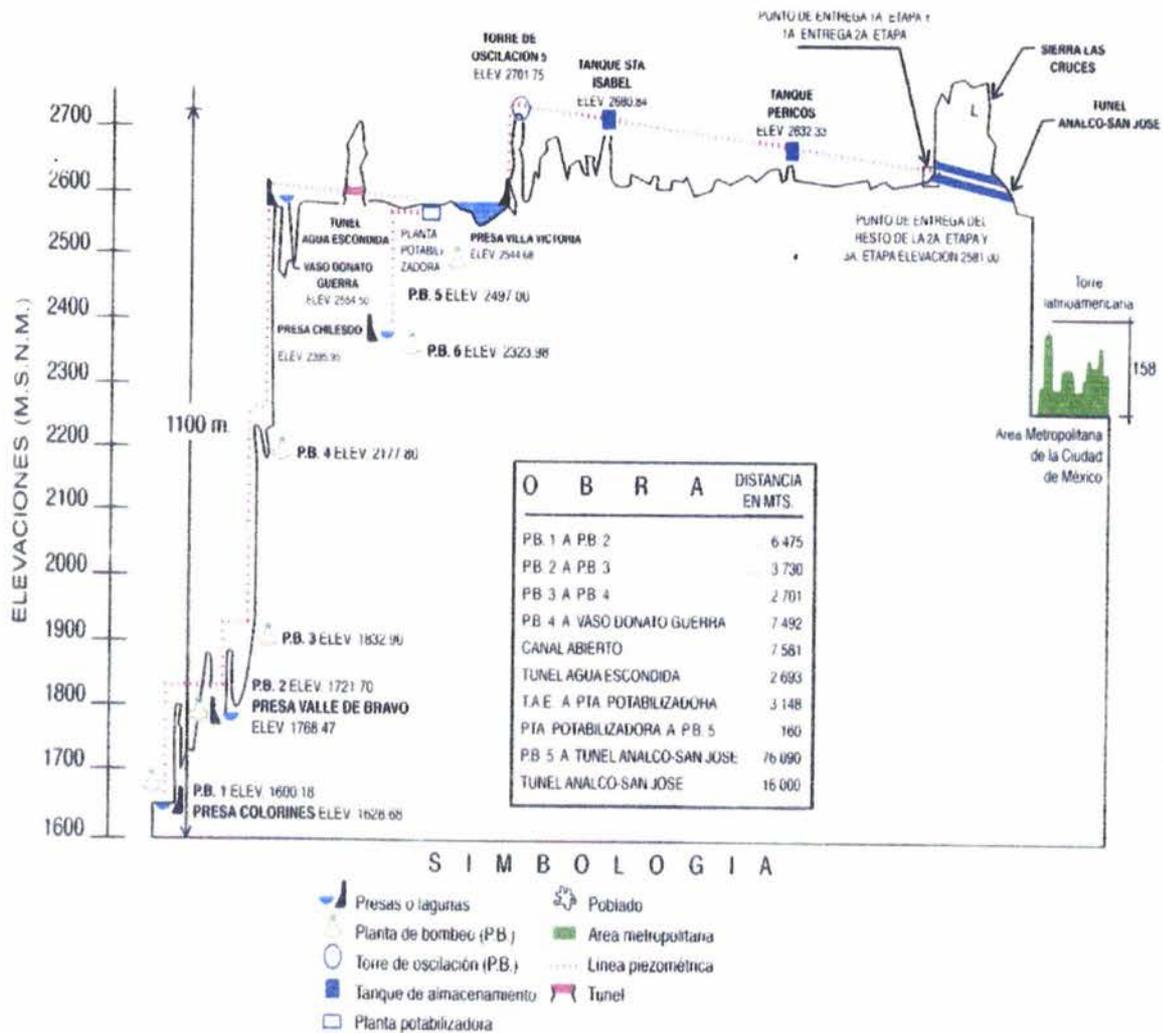


Figura 3.1.2.2 Perfil del Sistema Cutzamala (Comisión Nacional del Agua, 2001).

## 3.2 Etapas de construcción del sistema Cutzamala

La construcción de éste sistema se inició en 1976, programándose tres etapas de construcción de 4, 6 y 9 m<sup>3</sup>/s respectivamente, las aguas de éste sistema son las mismas que posteriormente se utilizaron para generación de energía eléctrica, únicamente se realizó un cambio en su uso (Hernández, 2000).

### 3.2.1 Construcción de la Primera etapa

En el año de 1982, se puso en operación la primera etapa con 4.0 m<sup>3</sup>/s procedentes de la Presa Villa Victoria que se conducen a través del Canal Martínez de Meza, de 12 km de longitud a la Planta Potabilizadora Los Berros. Posteriormente se realiza su bombeo en la Planta No 5, venciendo una carga total de 174 km de longitud y 12 m<sup>3</sup>/s de capacidad atravesando la Sierra de las Cruces en la parte noroeste del Atarasquillo Dos Ríos, que conduce también las aguas del Alto Lerma, iniciándose en Dos Ríos la distribución del agua (INE, 1999 y Hernández, 2000).

### 3.2.2 Construcción de la Segunda etapa

En julio de 1985, se incorporaron las aguas de la presa Valle de Bravo con un caudal adicional de 6.0 m<sup>3</sup>/s (INE, 1999). Incluye la conducción, desde la misma presa hasta la Planta Potabilizadora de los Berros con una capacidad de 12 m<sup>3</sup>/s y las plantas de bombeo números 2, 3 y 4 para vencer cargas de 122, 35 y 350 m respectivamente.

En las plantas de bombeo 2, 3 y 4 se instalaron equipos con capacidad de 4 m<sup>3</sup>/s, los cuales cuentan con una torre de sumergencia y otra de oscilación. La de sumergencia tienen como función proporcionar la carga y volumen que requieren los equipos de bombeo para su arranque y la de oscilación evita el golpe de ariete en la tubería de acero. En las plantas de bombeo se vencen cargas de hasta 350 m y se requiere de una potencia de 22,000 HP (16.41 MW) para cada una de ellas.

Las plantas de bombeo de éste sistema permiten elevar el contenido de 19 tinacos de 1,000 L cada uno a una altura de 1,100 m, equivalentes a siete y media veces la altura de la Torre Latinoamericana y recorrer 127 km, distancia equivalente a trayecto de ida y vuelta de la carretera México Cuernavaca, todo esto para suministrar 19 m<sup>3</sup>/s.

En ésta etapa también se construyó el Vaso Donato Guerra, con una capacidad aproximada de 30,000 m<sup>3</sup> que funciona como regulador, enviando por gravedad hasta 19 m<sup>3</sup>/s a la Planta potabilizadora para asegurar en ésta un suministro continuo durante las 24 horas, ya que el proyecto contempla el uso combinado de las presas Valle de Bravo y Colorines para permitir la generación de energía eléctrica en las horas de mayor demanda.

A partir de ésta obra se conducen los caudales mediante un canal abierto de sección trapezoidal, con 4,6 m de diámetro cada una y capacidad de 24 m<sup>3</sup>/s, hasta el portal de entrada del túnel de Agua Escondida, de longitud de 3.1 km y sección de herradura de 4.2 m, del Portal de salida de éste túnel, se conduce el

agua hasta el tanque receptor de aguas crudas de la planta potabilizadora. En la Planta de bombeo No. 5, además de los equipos que operan en la primera etapa se dispone de tres bombas con capacidad de  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  para la segunda etapa que elevan el agua 174 m hasta la torre de oscilación No. 5 y a partir de éste punto se inicia la conducción por gravedad a través del acueducto de 77 km de longitud hasta el portal de entrada del túnel Analco San José, de 16 km de longitud y capacidad de  $34 \text{ m}^3/\text{s}$  que atraviesa la Sierra de las Cruces y por el cual se conduce el total de los caudales del sistema (Hernández, 2000).

### **3.2.3 Construcción de la Tercera etapa**

La tercera etapa puesta en operación desde enero de 1993, permite captar  $9 \text{ m}^3/\text{s}$ , los primeros  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  en el Vaso Regulador de Colorines, procedentes de las Presas de Tuxpan y el Bosque en el estado de Michoacán e Ixtapan del Oro en el Estado de México para lo cual se construyó la planta de bombeo No.1 Colorines, con una capacidad de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  y carga de 157 m; el otro  $\text{m}^3/\text{s}$ , se capta en la presa derivadora Chilesdo cuya construcción permite enviar a la Planta Potabilizadora hasta  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  durante la época de avenidas mediante la planta de bombeo No. 6 constituida por tres equipos con un gasto de  $1.6 \text{ m}^3/\text{s}$  cada uno, contra una carga de 213 m con una capacidad total instalada de 16,890 HP, disponiendo de sus respectivas torres de oscilación, sumergencia y tubería hasta la Planta Potabilizadora. En la figura 3.2.3.1 se representan las tres etapas de construcción del sistema Cutzamala

Con ésta obra se reducen notablemente los costos de operación al evitar que las aguas del Río Malacatepec escurran hasta la Presa Colorines, ya que la carga de bombeo de la Presa Chilesdo a la Planta Potabilizadora es de 213 m y desde Colorines es de 980 m. Con objeto de asegurar el suministro durante interrupciones horarias se construyó el tanque Pericos, cerca de la Ciudad de Toluca con una capacidad total de  $200,000 \text{ m}^3$  (Hernández, 2000).

En la figura 3.2.3.2, se muestra la distribución de los componentes del Sistema Cutzamala.

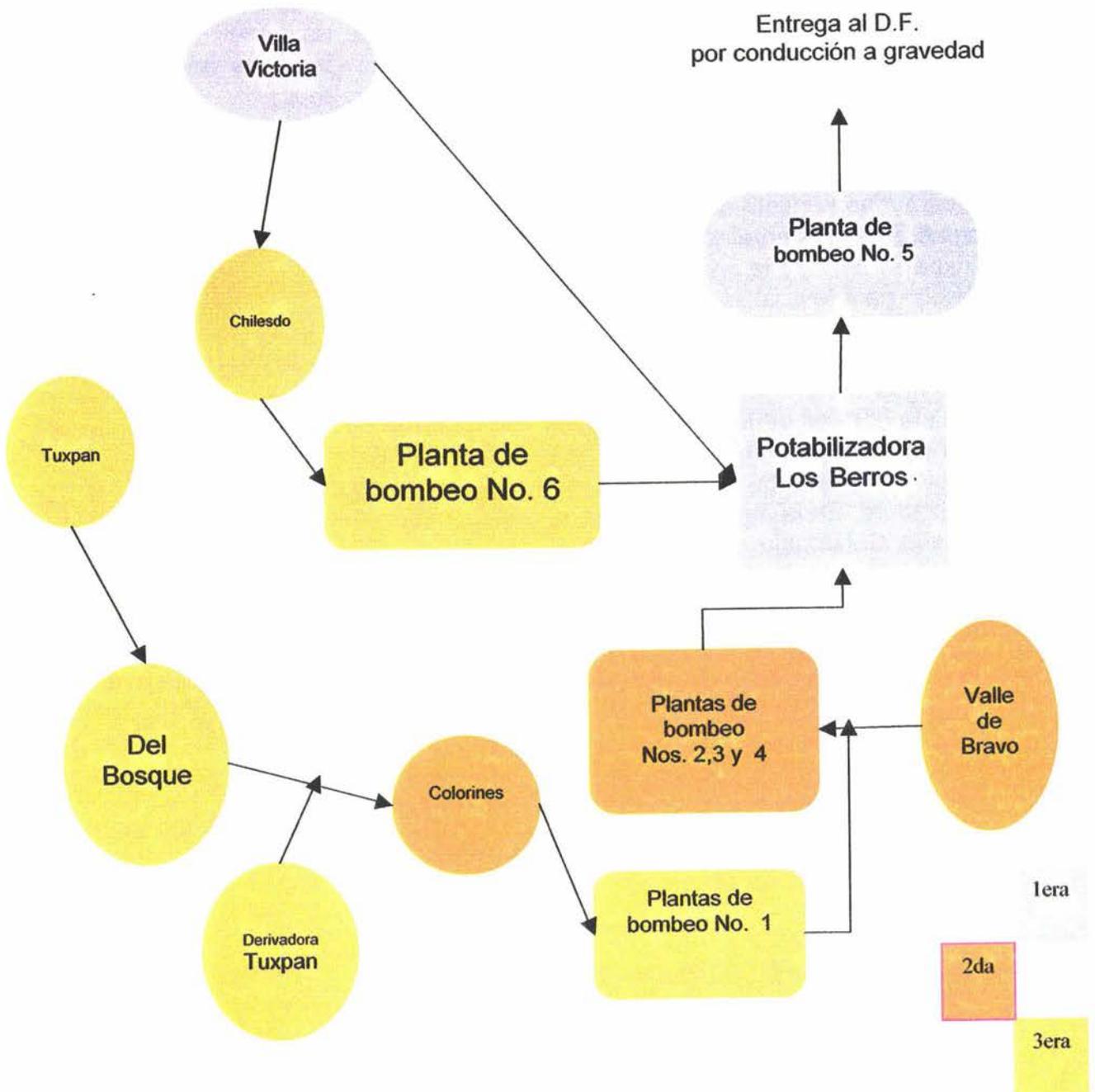
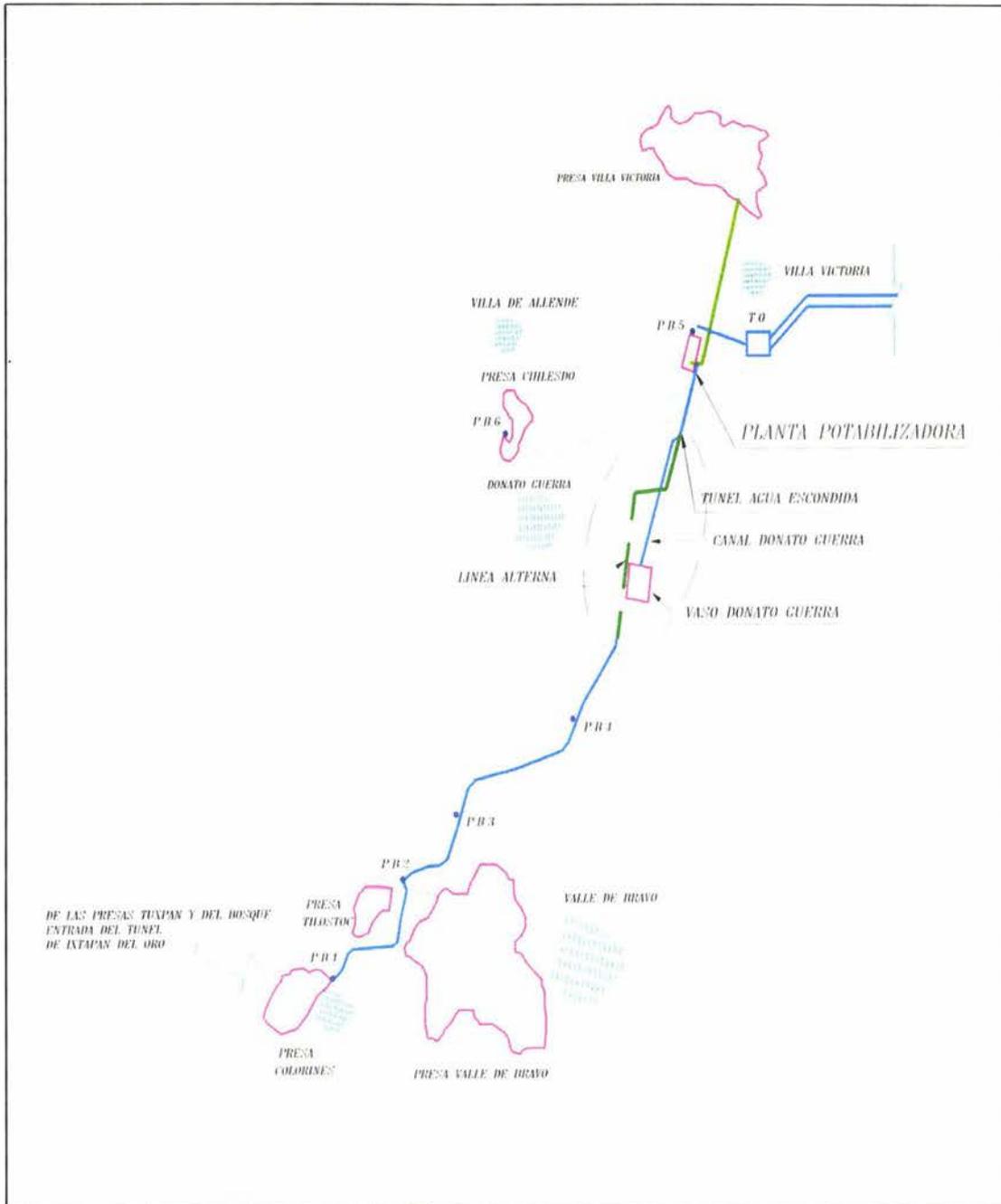


Figura 3.2.3.1. Etapas de construcción del Sistema Cutzamala.



**Figura 3.2.3.2.** Distribución de los componentes del Sistema Cutzamala (cortesía del Ing. Eduardo Antonio Rodal Canales, Instituto de Ingeniería, Coordinación de Mecánica, térmica y Fluidos).

En la tabla 3.2.3.1, se presentan las diferentes presas que conforman el sistema Cutzamala, así como sus capacidades y coordenadas geográficas.

**Tabla 3.2.3.1.** Coordenadas geográficas y capacidades de las presas y componentes del Sistema Cutzamala.

INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA	LATITUD NORTE	LATITUD OESTE	CAPACIDAD TOTAL	CAUDAL APORTADO
Presa Villa Victoria	19° 27' 40"	100 03' 10"	186.30 Mm <sup>3</sup>	4 m <sup>3</sup> /s
Presa Valle de Bravo	19° 12' 30"	100 10' 52"	394.4 Mm <sup>3</sup>	6 m <sup>3</sup> /s
Planta Potabilizadora Los Berros	19° 22'	100° 5'	24 m <sup>3</sup> /s	
Tanque Pericos	19° 23'	99° 40'	200,000 m <sup>3</sup>	
Vaso regulador Donato Guerra	19° 18'	100° 07'	770,000 m <sup>3</sup>	
Presa Colorines	19° 11'	100° 12'	1.5 Mm <sup>3</sup>	8 m <sup>3</sup> /s
Presa del Bosque			202.4 Mm <sup>3</sup>	
Presa Tuxpan			5.0 Mm <sup>3</sup>	
Presa Chilesdo	19° 07'	100° 11'	1.5 Mm <sup>3</sup>	1 m <sup>3</sup> /s
Tunel Analco - San José	19° 29'	99° 25'	34.0 m <sup>3</sup> /s	
Lumbrera No. 3	19° 20'	99° 27'	16 m <sup>3</sup> /s	
Tanque Santa Isabel	19° 25'	99° 57'	100,000 m <sup>3</sup>	

Fuente: Adaptado de Comisión Nacional del Agua, 2001 y Comisión Nacional del Agua, 1998.

### 3.3 Planta Potabilizadora Los Berros

En éste apartado se describe el proceso de potabilización que se lleva a cabo dentro de la Potabilizadora de Los Berros.

#### 3.3.1 Localización de la planta potabilizadora

La Planta Potabilizadora de Los Berros del sistema Cutzamala, se localiza en el kilómetro 53 de la carretera No. 15 Toluca- Zitácuaro.

El sistema de la planta Potabilizadora de Los Berros incluye seis módulos de tratamiento, cada uno de los cuales tiene una capacidad de potabilización de 4m<sup>3</sup>/s.

#### 3.3.2 Descripción del proceso de potabilización

La potabilización consiste en: precloración, coagulación-floculación, sedimentación y filtración (Castañeda, 1991).

### **3.3.2.1 Recepción de aguas crudas**

El agua proveniente de las presas que integran el sistema Cutzamala, llega a un tanque de concreto formado por dos cámaras, donde se mezclan las aguas crudas homogeneizándose su calidad. Este tanque tiene una capacidad para almacenar  $6.450 \text{ m}^3$ , (Folleto de la Comisión Nacional del agua).

### **3.3.2.2 Canales Parshall**

Del tanque de recepción, las aguas crudas se conducen a través de los canales Parshall donde se mide el caudal y se inicia el proceso de potabilización al adicionar los siguientes reactivos: sulfato de aluminio ( $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ ) como coagulante y cloro para controlar el desarrollo de algas en las siguientes etapas (Hernández 2000 y Folleto de la Comisión Nacional del Agua).

En la entrada de los canales Parshall se localiza un conjunto de seis rejillas para retención de sólidos gruesos con 1.5 cm de abertura, son del tipo manual, están colocadas verticalmente hacia arriba para facilitar su limpieza. Los canales Parshall tienen una garganta de 3.75 m, los canales constan de una sección de entrada de 5.60 m, una contracción de 1.05 m de paredes paralelas con pendiente hacia abajo, una sección de recuperación de 1.90 m con paredes divergentes (Castañeda, 1991).

### **3.3.2.3 Coagulación- floculación**

Una vez que ha pasado el agua por los medidores Parshall, se conduce hasta los seis módulos de potabilización que tienen capacidad de  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  cada uno, continuándose el proceso en la sección de floculación que se realiza con la ayuda de paletas agitadoras de eje horizontal, instaladas en cuatro tanques de  $2,000 \text{ m}^3$  de capacidad cada uno, dichas paletas son accionadas por motores de 10 y 20 HP (Hernández 2000 y Folleto de la Comisión Nacional del Agua).

Los floculadores son del tipo hidráulico mecánico, con dimensiones de 21.6 m x 18.6 m y mamparas de concreto, colocadas cada 4.15 m de longitud, éste sistema de agitación hidráulico funciona simultáneamente al sistema de agitación mecánico de paletas (Castañeda, 1991).

### **3.3.2.4 Sedimentación**

Concluida la floculación, el agua pasa a cuatro tanques de sedimentación de  $4,000 \text{ m}^3$  cada uno los cuales cuentan con un conjunto de placas paralelas de asbesto cemento, con una separación de 5 cm e inclinadas  $60^\circ$  las que propician y aceleran la precipitación de los flóculos en suspensión, estos flóculos se depositan en forma de lodo en el fondo del tanque, de donde son extraídos mediante un sistema de succión suspendido de un flotador que recorre los tanques en sentido longitudinal y lo descarga a un canal lateral para finalmente llevarlo a la planta de tratamiento de lodos (Hernández, 2000 y Folleto de la Comisión Nacional del Agua).

Los sedimentadores son del tipo de alta tasa y constan de estructuras rectangulares de 54 m x 18.6 m con canaletas de 54 m de longitud (Castañeda, 1991).

### **3.3.2.5 Filtración**

Una vez sedimentados los lodos, el agua pasa a la sección de los filtros la cual consta de ocho tanques con capacidad de 8,000 m<sup>3</sup>, que están constituidos de lechos de grava y arena sílice apoyados en un falso fondo constituido por losas con boquillas microgranuladas por las cuales pasa el agua ya filtrada con calidad potable. Los lechos de arena y grava requieren lavados periódicos mediante aire y agua que se inyecta en sentido inverso por las boquillas.

Los filtros rápidos de arena tiene dimensiones de 16 m x 11 m, cuyo suministro de agua es por medio de un vertedor individual colocado en el nivel 39.16. El diseño considera que los filtros consisten de un lecho de arena que teóricamente tiene un espesor de 1.30 m de espesor colocado sobre un lecho de grava de 0.10 m, el sistema de distribución para el lavado es de boquillas ranuradas (Castañeda, 1991).

### **3.3.2.6 Recepción de aguas claras**

El agua filtrada se concentra en un canal común de 87 m de longitud que conduce el agua hacia el tanque de sumergencia a través de un vertedor de 48 m de longitud (Castañeda, 1991).

El agua potabilizada pasa a un tanque de recepción de aguas claras con capacidad de 35,000 m<sup>3</sup>, que es al mismo tiempo el tanque de sumergencia de la planta de bombeo No. 5 de donde se envía el agua a la Ciudad de México y zona conurbada, desde el nivel 2,531msnm hasta la torre de oscilación en el nivel 2,701.84 msnm que es el punto más alto del Sistema Cutzamala, a partir de ahí se conduce por gravedad hasta el lugar de consumo (Hernández, 2000 y Castañeda, 1991).

En la figura 3.3.1, se presenta el diagrama de flujo del proceso de potabilización que se lleva a cabo en la Planta Potabilizadora de Los Berros.

En la figura 3.3.2 se muestra la distribución de los procesos de tratamiento de la Planta Potabilizadora de los Berros.

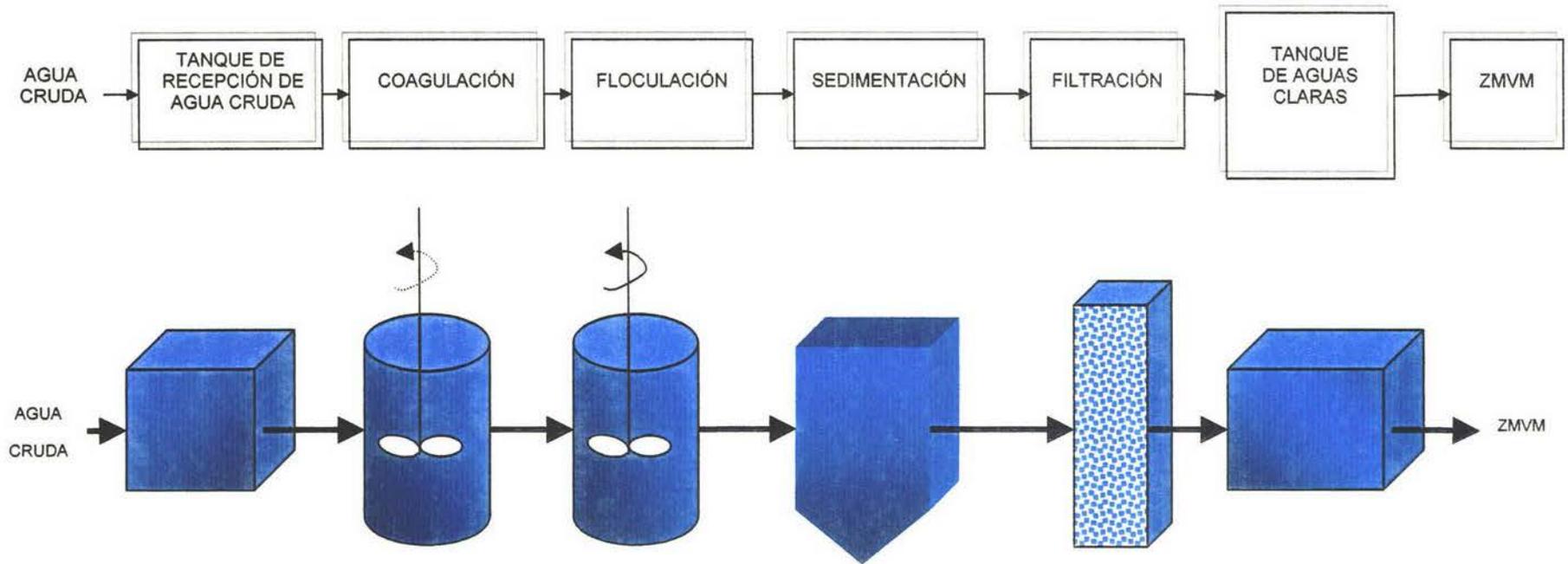


Figura 3.3.1 Diagrama de flujo del proceso de potabilización de la Potabilizadora de Los Berros.

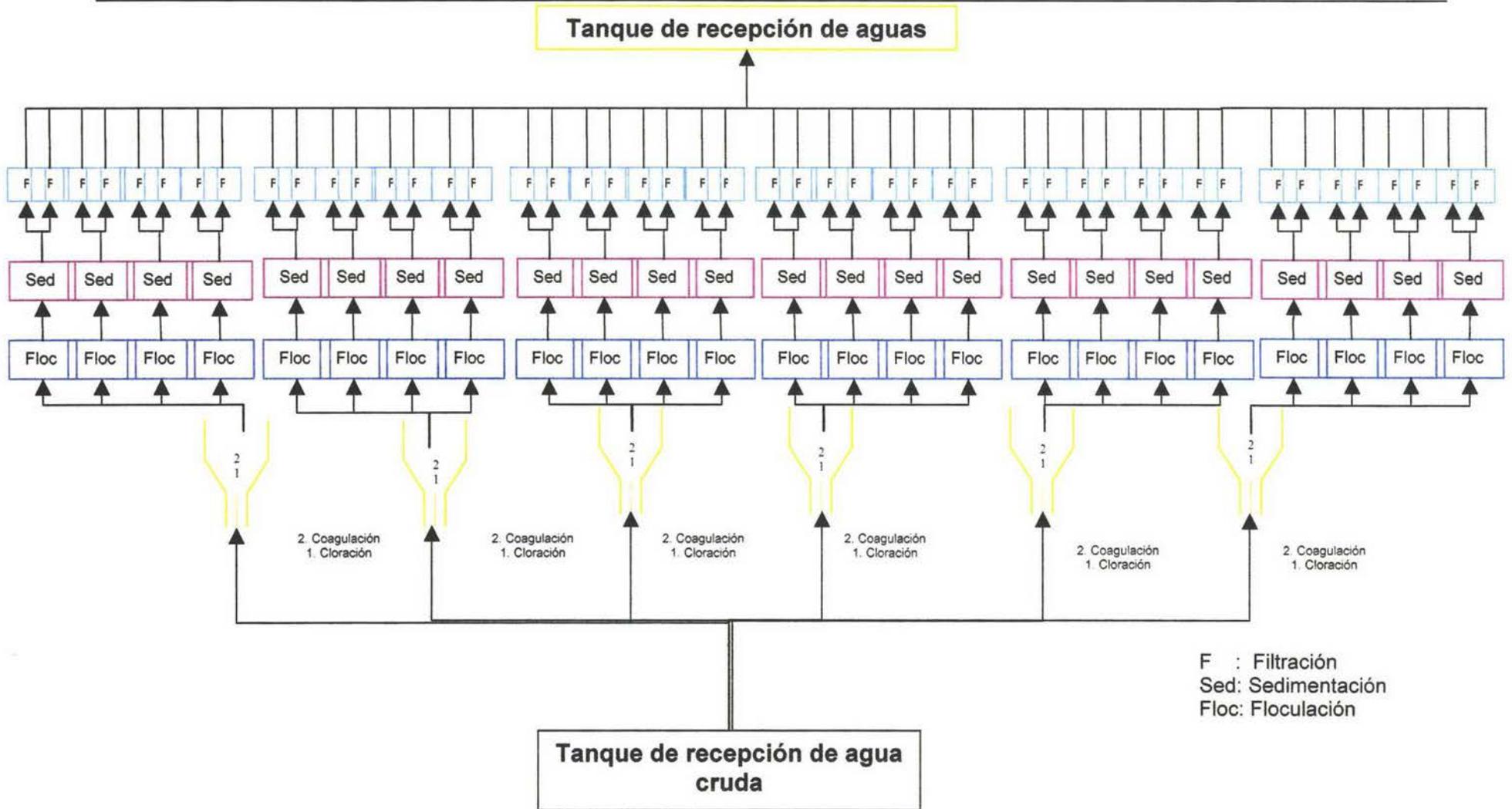


Figura 3.3.2. Distribución de los procesos dentro de la planta Potabilizadora de los Berros.

# Capítulo 4.

Bases teóricas del proceso  
de  
coagulación-floculación

## 4. BASES TEÓRICAS DEL PROCESO DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

En éste apartado se presentan las características generales de los coloides, la descripción de la operación unitaria coagulación-floculación y los factores que interviene en éste proceso, así como los diferentes tipos de coagulantes utilizados en el tratamiento de agua.

La coagulación, del latín *coagulare* que significa solidificar lo líquido, es por definición, el fenómeno de desestabilización de las partículas coloidales, que se puede conseguir por medio de la neutralización de sus cargas eléctricas negativas. Este proceso es producto de la adición de un reactivo químico llamado coagulante, en una mezcla rápida. En cambio, el término floculación del latín *floculare*, que significa formador de flóculos, es el siguiente estado de formación después de la desestabilización, y consiste en agrupar las partículas descargadas para aglomerarlas mediante mezcla lenta. En contraste con la coagulación, donde la fuerza primaria es electrostática, o interiónica, la floculación ocurre por la formación de un puente químico o por la creación de una red física.

La coagulación, entendida como sistema de tratamiento, consiste de dos etapas:

- a. Desestabilización del coloide.
- b. Formación de flóculos.

La formación de flóculos permite agregar los sólidos suspendidos en partículas grandes que pueden ser separados por sedimentación y / o filtración.

Cada una de éstas etapas puede realizarse en tanques separados o en uno solo. Se debe además tener presente, que las condiciones óptimas de operación son diferentes en cada caso y que la eficiencia global del proceso depende de la eficiencia en cada etapa (Metcalf & Eddy, 1979).

La coagulación-floculación remueve sólidos orgánicos e inorgánicos. Su mayor dificultad de aplicación es con la materia orgánica, debido a la amplia gama de componentes que la conforman y que tienen un amplio intervalo de tamaños moleculares. Se considera que las moléculas orgánicas con alto peso molecular ( $10^4$ ) son removidas con fierro o aluminio, si se emplea el pH y dosis óptima, pero partículas con peso molecular inferiores a 1000 o 1500, según su naturaleza química, prácticamente no son removidas (Tambo, 1990).

La coagulación y la floculación intervienen generalmente en el tratamiento de aguas destinadas al abastecimiento. En el tratamiento de aguas residuales urbanas, con frecuencia es tal la concentración de materia en suspensión, que puede conseguirse una floculación mediante simple agitación, pero con el fin de favorecer éste proceso se añaden coagulantes.

### 4.1 Características de los coloides

Los coloides son partículas con tamaño entre 0.1 nm ( $10^{-10}$  cm) a 1 nm ( $10^{-9}$  cm) que no son removidas por sedimentación, ni por tratamientos físicos convencionales.

Los coloides que se presentan en el agua residual pueden ser hidrofóbicos o hidrofílicos. Los hidrofóbicos (arcillas) no tienen afinidad por el agua y en consecuencia no tienen estabilidad en presencia de electrolitos y son muy sensibles al proceso de coagulación. Los coloides hidrofílicos, como las proteínas, tienen una marcada afinidad por el agua, la cual al ser adsorbida retarda la floculación, por lo que se requieren procesos especiales para lograr una coagulación efectiva.

Entre más grande sea la partícula, más rápidamente sedimentará. Este comportamiento está explicado por la Ley de Stoke, en donde la velocidad de sedimentación está controlada por la densidad de la partícula, la viscosidad del agua y el tamaño de la partícula.

El tamaño de la partícula es el factor que se controla en coagulación-floculación para acelerar su velocidad de sedimentación (Weber, 1979).

Ley de Stoke:

$$v = 2R^2g \left( \frac{\rho_{part} - \rho_{liq}}{9\mu} \right)$$

donde,

$v$ : velocidad de sedimentación

$R$ : radio de la partícula

$g$ : atracción gravitacional

$\rho_{part}$ : densidad de la partícula

$\rho_{liq}$ : densidad del líquido

$\mu$ : viscosidad del líquido

Podemos ver, a partir de la Ley de Stoke, que al duplicar el tamaño de la partícula se cuadruplicará la velocidad de sedimentación. De la misma manera, al multiplicar el tamaño de partícula por 10, se multiplicará la velocidad de sedimentación por 100 (Weber, 1979).

Las partículas que pueden encontrarse en el agua tienen ambas cargas en su superficie, positiva y negativa. La carga negativa es la más dominante. Si ésta pequeña partícula se encuentra cerca de otra (también cargada negativamente), se repelerán una a la otra. Las fuerzas eléctricas en la superficie las empujan para separarse, de la misma manera en la que dos imanes con su polo negativo enfrente, no pueden unirse.

Los coloides contaminantes de un agua, se pueden caracterizar con tres parámetros: tamaño, propiedades químicas y concentración (Tambo, 1990).

### 4.1.1 Propiedades de los coloides.

Los coloides poseen propiedades eléctricas que crean una fuerza de repulsión que evita su aglomeración y sedimentación. Los iones que los estabilizan, son fuertemente adsorbidos en una capa interna fija, que los provee de una carga que es función de la valencia y del número de los mismos. Al mismo tiempo, iones con carga contraria forman una capa exterior difusa que permanece cerca de la partícula por acción de fuerzas electrostáticas. El potencial  $\Psi$  se define como la caída de potencial entre la interfase de un coloide y la solución (Tambo, 1990).

#### Potencial Zeta

La interpretación teórica de los efectos electrocinéticos, especialmente de la electroforesis, ha llevado a emitir la hipótesis de una doble capa iónica en la interfase sólido-líquido y, como consecuencia, a atribuirle una estructura definida. Una parte de la doble capa se adhiere a la pared, y la otra está constituida por una nube difusa de iones, en donde  $v_i$  es el potencial del líquido con relación al electrodo de referencia.

Se da el nombre de potencial  $Z$ , a la diferencia de potencial entre la superficie que separa la parte fija y móvil, por una parte y el seno del líquido por la otra,  $Z$  es un potencial electrocinético, por oposición al potencial termodinámico  $E$ , calculable por la fórmula de Nernst, y que es igual a la diferencia de potencial entre la pared y el seno del líquido (Tambo, 1990).

El potencial  $\Psi$  no se puede medir físicamente, pero sí es posible estimar el potencial Zeta de acuerdo con (a 25 ° C):

$$\zeta = 12.8 EM$$

donde,

$EM$ : movilidad electroforética.

$\zeta$ : Potencial Zeta.

$$\zeta = \frac{4 \pi \delta q}{D},$$

$\delta$ : Espesor de la capa

$q$ : carga sobre la partícula o de la diferencia de carga entre la partícula y el cuerpo de la solución.

$D$ : Constante dieléctrica del líquido (Fair *et al.*, 1968)

El potencial Zeta se puede disminuir por:

- a. Un cambio en la concentración de los iones que lo producen.
- b. La adición de iones de carga contraria a los que lo producen.

- c. Compactación de la parte difusa de la doble capa, por medio de un incremento de la concentración de iones en solución.

La coagulación óptima ocurre cuando el potencial Zeta es cero, a esto se llama el punto isoeléctrico. Sin embargo, en la práctica esto no ocurre, sino que se obtiene a valores de +/- 0.5 mV (Tambo, 1990).

### **Movimiento Browniano**

Una de las propiedades que más distinguen a las dispersiones coloidales, es que no pueden sedimentarse, aún cuando las partículas sean más densas que el líquido que las rodea.

Si una suspensión de dichas partículas es observada en un ultra microscopio, se puede notar entre ellas un movimiento constante y desordenado. El bombardeo de las partículas que hacen las moléculas del líquido en el cual están dispersas, es la causa del movimiento incesante de ellas (Arboleda *et al.*, 1969).

### **Efecto Tyndall**

Por causa del tamaño de las partículas un rayo de luz sufre dispersión al pasar a través de una suspensión coloidal. Cuando se usa un rayo bien definido se puede observar claramente un cono de luz en la suspensión. El mismo fenómeno sucede cuando un rayo de luz penetra en una habitación oscura donde flotan partículas de polvo. Esta propiedad se emplea en física para determinar la presencia de ciertas suspensiones coloidales y tiene relación directa con los sistemas de medición de la turbiedad del agua, en la cual se hace pasar un haz de luz a través de un agua que contiene coloides y se mide la intensidad luminosa resultante (Arboleda *et al.*, 1969).

### **Adsorción**

Las partículas coloidales tienen una superficie extensa. Las propiedades de toda superficie es la de poder absorber o concentrar componentes en la superficie de una fase sólida o líquida en mayor cantidad a la que hay en el interior de la misma. Ya que los coloides tienen una gran superficie, su capacidad de adsorción deberá ser muy grande y por lo mismo adsorberán iones quedando cargados positivamente o negativamente o se adsorberán unos a otros formando partículas pesadas.

La adsorción se debe a que tanto la superficie de líquidos como la de sólidos en estado de tensión o no saturación. Si disminuye la energía libre en una de las superficies se producirá la absorción de ésta por la otra (Arboleda *et al.*, 1969).

## **4.2 Descripción del proceso de Coagulación**

La coagulación química (Imhoff, 1989) es designada específicamente para remover coloides, usualmente con una superficie de carga negativa, y partículas muy finas suspendidas en el agua residual.

La adición de cationes de alta valencia, disminuye la carga de las partículas al igual que el espesor de la doble capa eléctrica, dando por resultado el decremento del potencial Zeta. A medida que el coagulante se disuelve, los cationes neutralizan la carga negativa de los coloides. Por ello, la agitación rápida favorece éste proceso, que ocurre antes de que se observe la formación de flóculos. Una vez neutralizada la carga, se forman microflóculos con carga positiva. Estos microflóculos a su vez, sirven para neutralizar y atrapar otros coloides.

Riddick (Eckenfelder, 1991), describe cual es la secuencia ideal para que ocurra una coagulación efectiva. La secuencia es:

- a. Asegurar que el agua tenga alcalinidad suficiente. En caso contrario añadir alcalinidad en forma de bicarbonatos para no modificar el pH.
- b. Adicionar las sales de aluminio o fierro para cubrir el coloide con iones  $Al^{3+}$  y  $Fe^{3+}$  y formar microflóculos con carga positiva (desestabilización del coloide),
- c. Efectuar una mezcla rápida de 1 a 3 minutos,
- d. Añadir los ayuda coagulantes (sílica o polielectrólitos) para formar el flóculo,
- e. Efectuar una mezcla lenta de 20 a 30 minutos.

La desestabilización del coloide también se puede efectuar por la adición de polímeros catiónicos, los cuales tienen la ventaja de llevar el sistema al punto isoeléctrico sin cambiar el pH y ser de 10 a 15 veces más efectivos que los coagulantes convencionales. Sin embargo, el costo es mucho mayor y se corre el riesgo de resuspensión de los coloides (Eckenfelder W. J., 1989).

Puesto que el objetivo de la coagulación es desestabilizar las partículas, es necesario conocer las fuerzas que causan la estabilidad de la suspensión. Para los sistemas de coloides hidrofílicos, la estabilidad es mantenida por el fenómeno de hidratación, en el que las moléculas del agua son atraídas a la superficie de las partículas y actúan como una barrera de contacto entre ellas (Hurtado y San Martín, 1999).

### 4.3 Factores que intervienen en el proceso de coagulación

Es necesario considerar los factores que causan que las partículas queden en suspensión, éstos términos son descritos como estabilidad o inestabilidad. La estabilidad, se refiere a la propiedad inherente de la partícula coloidal a quedar dispersa y suspendida en solución después de algún tiempo, mientras que la inestabilidad describe la tendencia de la partícula a unirse con otras. Al respecto, dos teorías explican los mecanismos involucrados:

- *La teoría química:* que supone que los coloides adquieren cargas eléctricas en su superficie por ionización de grupos químicos, por lo que la coagulación, o desestabilización, es realizada por interacciones químicas entre las partículas de los coloides y los coagulantes.

- *La teoría física:* se basa en la doble capa eléctrica, en donde la desestabilización ocurre por la reducción de fuerzas, tal como la del potencial Zeta (Hurtado y San Martín, 1999).

### **4.3.1 Estabilidad e inestabilidad de las partículas**

#### **4.3.1.1 Estabilidad de las partículas**

La principal característica de la materia fina particulada en suspensión en el agua es su relativa estabilidad. Las partículas en suspensión son termodinámicamente inestables y dando suficiente tiempo para que las partículas finas y coloides puedan sedimentar, siendo esto un proceso económicamente no deseable.

El principal mecanismo que controla la estabilidad de las partículas hidrófobas e hidrofílicas es la repulsión electrostática. En el caso de las superficies hidrófobas un exceso de aniones o cationes puede acumularse en la interfase, produciendo un potencial eléctrico que ejerce repulsión sobre partículas de similar potencial. Para superficies hidrofílicas, típicamente las cargas eléctricas provienen de la disociación de grupos inorgánicos. Adicional a la repulsión electrostática, las partículas pueden ser bastante estables debido a la presencia de moléculas de agua adsorbidas que proporcionan una barrera líquida eficiente para las colisiones de partículas (Montgomery, 1985).

#### **4.3.1.2 Fuerzas de inestabilidad**

La efectiva remoción de partículas coloidales y suspendidas del agua depende de la reducción de la estabilidad de la partícula. Los mecanismos de desestabilización que pueden aprovecharse para lograr la desestabilización de partículas incluyen la compresión de la doble capa eléctrica, la atracción electrostática, la unión interpartículas y el barrido de flóculos (Montgomery, 1985).

La desestabilización de los coloides se lleva a cabo cuando se agrega un coagulante al agua y se forma un flóculo.

La interacción entre el coagulante y los coloides ocurre de la siguiente manera:

1. Reducción del potencial Z, al grado de que las fuerzas de atracción de Van der Waals y la agitación proporcionan a las partículas para agregarse.
2. La agregación de partículas debido a la reacción entre uniones entre los coloides y el reactivo.
3. La aglomeración de partículas en los flóculos.

Las fuerzas de repulsión se deben a la fuerza electrostática debida al potencial Z y las fuerzas de atracción a las fuerzas de van der Waals que actúan entre las partículas.

Cuando se agrega un coagulante al agua, éste se disocia, el ion metálico sufre hidrólisis y crea iones complejos positivamente cargados.

Las partículas desestabilizadas junto con sus complejos hidroximetálicos son aglomerados por la atracción entre las partículas debido a las fuerzas de Van der Waals. Estas fuerzas son auxiliadas por la agitación proporcionada al agua (Reynolds, 1996).

### **4.3.2 Condiciones de operación que influyen en la coagulación**

Para un tratamiento óptimo de coagulación, las condiciones que se deben tomar en cuenta son: el tipo de coagulante, el pH, la turbiedad, la composición química del agua, y los factores físicos (temperatura y condiciones de mezclado) (Hurtado y San Martín, 1999).

#### **Elección del coagulante**

La elección del coagulante se efectúa por medio de ensayos en el laboratorio (pruebas de jarras). Para ello deben tomarse en cuenta diversos factores (Hurtado y San Martín, 1999):

- a. Naturaleza y calidad del agua bruta,
- b. Variación de la calidad del agua bruta (variaciones diarias o según las estaciones, en especial, influencia de la temperatura),
- c. Criterios de calidad y destino final del agua tratada,
- d. Tratamiento previsto después de la coagulación (coagulación sobre filtro, decantación),
- e. Grado de pureza del reactivo, especialmente en el caso de aguas para abastecimiento público.

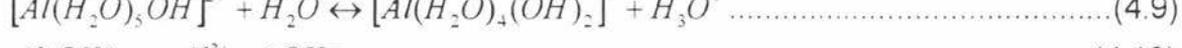
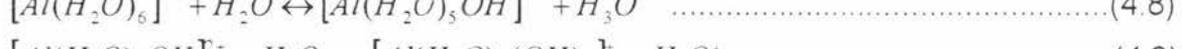
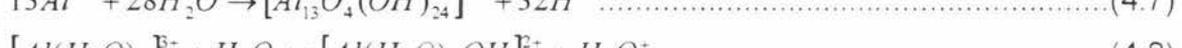
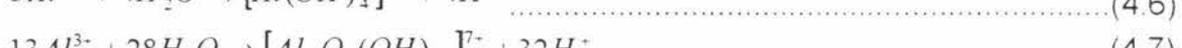
#### **4.3.2.1 Tipos de coagulantes**

Los coagulantes de más uso en el tratamiento de aguas son:

- a. Los derivados del aluminio (sulfato de aluminio, alumbre de amonio, aluminato de sodio, polímeros de aluminio o PACs),
- b. Los derivados de hierro (sulfato férrico, sulfato ferroso, y cloruro férrico),
- c. La cal,
- d. Polímeros orgánicos (Hurtado y San Martín, 1999).

#### ***Sales de aluminio***

Cuando las sales de aluminio se adicionan al agua ocurren muchas reacciones por hidrólisis:



También pueden producirse moléculas neutras  $[Al(H_2O)_3(OH)_3]$  o cargadas negativamente  $[Al(H_2O)_2(OH)_4]^-$ , e incluso sufrir una polimerización  $[Al_8(OH)_{20}]^{4+}$ . Las reacciones que ocurren son muy complejas y dependen de las características químicas y físicas del medio. El proceso de remoción de sólidos se basa en el efecto de establecer las reacciones de las sales metálicas sobre los coloides del agua por medio del catión.

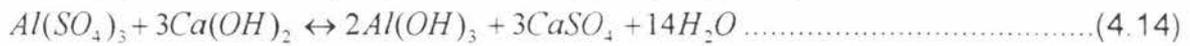
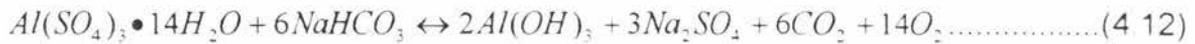
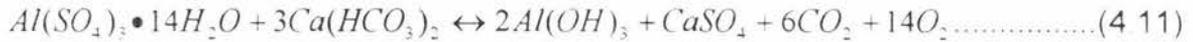
La dosis depende de la calidad del agua, por ejemplo en una planta de tratamiento de agua residual puede aplicarse el coagulante en el sedimentador secundario o posterior a la filtración como tratamiento terciario (Hurtado y San Martín, 1999).

**Tabla 4.3.2.1.** Dosis de coagulantes y sales metálicas adicionadas al agua residual.

COAGULANTE + SAL METÁLICA	DOSIS EN CLARIFICACIÓN (mg/L)	DOSIS EN TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (mg/L)
Sulfato de Aluminio	10 a 150 expresada en producto comercial según la calidad del agua bruta	100 a 300 según la calidad del agua residual y la exigencia del efluente. 75 a 250 para coagulación de coloides y fósforo.
Sulfato de Aluminio + Cal	Se necesita de $Ca(OH)_2$ , un tercio de la dosis de sulfato de aluminio comercial $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$	100 a 200g / m <sup>3</sup> de cal por 150 a 500 g / m <sup>3</sup> de sulfato de alúmina comercial
Sulfato de Aluminio + Sosa Cáustica	Se necesita de sosa cáustica, NaOH, el 36% de la dosis de sulfato de aluminio comercial $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ .	-
Sulfato de Aluminio + Carbonato Sódico	Se necesita NaOH a razón de 50 y 100 % de la dosis de sulfato de aluminio comercial $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ .	-

Fuente: Degrémont, 1979 y Eckenfelder, 1991.

Por otra parte, es necesario considerar que las sales de aluminio reaccionan con la alcalinidad que comúnmente se encuentran en el agua de acuerdo con:



En términos cuantitativos, las reacciones anteriores expresan lo siguiente:

1 mg/L de aluminio reacciona con

- 0.5 mg/L de alcalinidad natural, expresada como CaCO<sub>3</sub>
- 0.33 mg/L de cal viva como CaO
- 0.39 mg/L de cal hidratada como Ca(OH)<sub>2</sub>
- 0.54 mg/L de carbonato de sodio como Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>

#### Polímeros de Aluminio

Las sales de aluminio se pueden condensar, y formar polímeros capaces de coagular y flocular. El PAC, o policloruro de aluminio, es muy empleado en Europa para el tratamiento de aguas y en la producción de papel. Los diferentes PACs elaborados se tipifican por tres parámetros:

- a) Contenido de aluminio, expresado en % de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.
- b) Contenido de sulfatos, expresado en % SO<sub>4</sub>.
- c) Contenido de hidróxido, expresado en basicidad.

Con éste último parámetro se clasifican diferentes grupos, el más importante es el que tiene de 50-60% de basicidad, conteniendo del 8 al 10% de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, con 0.2% de calcio y 2.7% de sulfatos.

El segundo grupo con una basicidad de 40 a 50%, 16.5 a 17.5% de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, que no contienen sulfato, calcio y sodio.

La dosis que se adiciona al agua es de 25 a 30 μmoles, o cerca de 1 a 10 mg/L, con gradiente de 230 rpm por un minuto de mezclado rápido.

La baja velocidad de 43 rpm, por 20 minutos, permite la formación del flóculo, seguido de un reposo de 30 minutos, lo que permite la sedimentación de los flóculos que se han formado.

Debido a la acidez de la solución, es necesario utilizar materiales plásticos para su preparación y distribución (Hurtado y San Martín, 1999).

En la tabla 4.3.2.2, se presenta un resumen de los coagulantes de aluminio.

**Tabla 4.3.2.2.** Resumen de los coagulantes de aluminio

NOMBRE QUÍMICO	NOMBRE COMUN	FÓRMULA	DENSIDAD (kg/m <sup>3</sup> )	SOLUBILIDAD (mg/L)	PRESENTACION	TRANSPORTE Y ALMACENAJE
Sulfato de aluminio	Alumina Alumbre líquido Alumbre de filtración	Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> · XH <sub>2</sub> O Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> · 18 H <sub>2</sub> O	609-721 961-1009 993-1073	60 a 0°C 65.3 a 10°C 71 a 20°C 78.8 a 30°C	Sólido, polvo, gránulos, terrones de color café claro a gris amarillento. Líquido, amarillo claro, en solución al 1% y con un pH de 3.4	Manejo en seco en hierro, acero y concreto. Húmedo en plomo, plástico, hule endurecido, asfalto, acero. Transporte en tanques de acero.
Sulfato de aluminio y amonía	Alúmina de amonía, Alumbre	Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> (NH <sub>4</sub> )SO <sub>4</sub> · 24H <sub>2</sub> O	961	36 a -14°C 995 a 85°C	Trozos Polvo	Manejo en hierro, plomo y objetos de barro

Fuente: Stran B, 1989.

### Sales de hierro

#### Cloruro férrico

El cloruro férrico se presenta en forma sólida o en forma líquida, siendo ésta última la más utilizada. La forma sólida tiene el aspecto de una masa cristalina, de color amarillo marrón, delicuescente, de fórmula teórica FeCl<sub>3</sub> anhidro y debe preservarse fuera de calor, puesto que se funde en su agua de cristalización a 34°C.

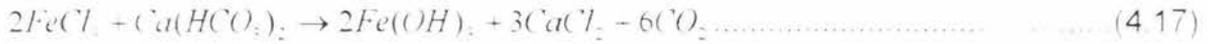
La forma líquida comercial tiene un contenido aproximado del 13 al 14% de hierro, es decir, unos 200 kg/m<sup>3</sup> que equivale a 40% de FeCl<sub>3</sub>. Es preferible expresar la dosis de coagulante en Fe equivalente, es decir 34.4% para la forma anhidra y 14%, aproximadamente, para la solución acuosa comercial (Hurtado y San Martín, 1999).

El cloruro férrico forma un coágulo más pesado y de mayor velocidad de sedimentación, y puede trabajar en un intervalo de pH más amplio. En consecuencia, se usa cuando el sulfato de aluminio no produce una coagulación adecuada o cuando los sedimentos son demasiados (Hurtado y San Martín, 1999).

En el intervalo de pH de 3 a 13, el fierro se comporta como sigue:



La carga del flóculo es positiva en la zona ácida y negativa en la alcalina, con una mezcla de cargas en el intervalo 6.5 a 8. Las reacciones del cloruro férrico con la alcalinidad son las siguientes:



En otras palabras, 1 mg/L de cloruro férrico reacciona con:

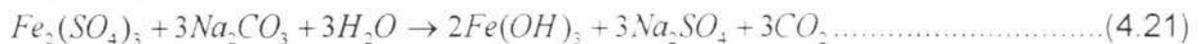
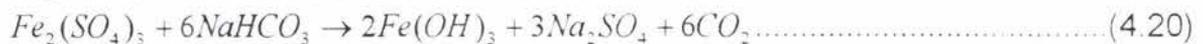
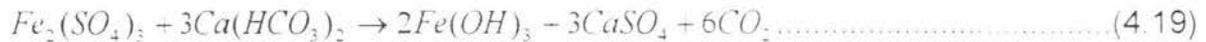
- 0.92 mg/L de alcalinidad natural, expresada como CaCO<sub>3</sub>
- 0.72 mg/L de cal hidratada

Las soluciones acuosas de cloruro férrico se reducen rápidamente a cloruro ferroso (FeCl<sub>2</sub>) en presencia de hierro. Esta reacción explica su gran poder corrosivo sobre el acero, por lo que es necesario proteger los tanques de almacenamiento y depósitos de preparación y de distribución con hule o vidrio, aunque la forma anhidra se puede manejar en tambores de acero al carbón, recubiertos con barniz plástico (Hurtado y San Martín, 1999).

### Sulfato férrico

El sulfato férrico de fórmula Fe<sub>2</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>3</sub> y que se presenta en forma de polvo blanco-amarillento, muy soluble en agua y con densidad aparente de 1,000 kg/m<sup>3</sup>. En solución acuosa el sulfato férrico se hidroliza con formación de ácido sulfúrico, por lo que debe prevenirse los efectos de su acidez. La solución comercial se presenta al 49-50% en volumen, y es una solución que tiende a hidrolizarse y a depositar hidróxido férrico.

Las reacciones del sulfato férrico con la alcalinidad son de la siguiente manera:



En general, los coagulantes férricos son útiles a un pH de 4.0 a 11.0. El sulfato férrico es particularmente exitoso para remover color a valores bajos y altos de pH, y puede usarse para remover iones fierro, manganeso, sulfuros y fosfatos, además de eliminar los sólidos suspendidos y coloidales de las aguas residuales urbanas, absorbiendo la DBO soluble sobre los flóculos. También reduce de manera sustancial tanto la DBO como la DQO de aguas residuales industriales (Hurtado y San Martín, 1999).

### Sulfato ferroso

Con fórmula FeSO<sub>4</sub> • 7H<sub>2</sub>O; está disponible en forma de cristales de color verde. Tiene una densidad próxima a 900 kg/m<sup>3</sup>. Es una sal perfectamente soluble en

agua con un contenido en hierro de aproximadamente 19%. El pH de la solución al 10% es de 2.8 por lo que deben protegerse los tanques de almacenamiento, preparación y de distribución, o bien, emplear materiales plásticos.

El sulfato ferroso reacciona con la alcalinidad natural o con otros compuestos alcalinos para formar hidróxido ferroso,  $\text{Fe}(\text{OH})_2$ . A valores de pH de 8.5, la oxidación puede ser realizada por aireación con el oxígeno disuelto del agua o por la adición de cloro.

Cada mg/L de  $\text{FeSO}_4 \cdot 7 \text{H}_2\text{O}$  adicionado requiere teóricamente 0.03 mg/L de oxígeno para obtener hidróxido férrico.

El agua superficial contiene suficiente oxígeno para oxidar 100 a 200 mg/L de sulfato ferroso.

Las dosis de cal requeridas para obtener la alcalinidad necesaria para la reacción son de 0.27 mg/L, o por cada 1.0 mg/L de sulfato ferroso (Hurtado y San Martín, 1999).

La tabla 4.3.2.3 presenta las principales características de las sales de hierro para el tratamiento de aguas residuales.

**Tabla 4.3.2.3.** Características químicas y físicas de algunas sales de hierro.

NOMBRE	FORMULA QUÍMICA	NOMBRE COMÚN	FORMA DISPONIBLE	APARIENCIA Y PROPIEDADES	ALIMENTACIÓN	MATERIAL DE MANEJO
Cloruro férrico	$\text{FeCl}_3$ (anhidro y en solución)  $\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ (cristales)	Cloruro de hierro	Solución en garrafones de 20 y 50 L, pipa de 30 tons.	Solución jarabe café oscuro, cristales terrones café-amarillo.  Anhidro verde, negro  Higroscópico muy corrosivo, solución al 1%, pH=2	En forma de solución conteniendo hasta un 40% de $\text{FeCl}_3$	Hule, vidrio, cerámica y plásticos
Sulfato férrico	$\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ y $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Sulfato de hierro	Gránulos por bulto	2 $\text{H}_2\text{O}$ : café rojizo  3 $\text{H}_2\text{O}$ : gris rojizo  Higroscópico, muy corrosivo	La alimentación es mejor en seco, 170 a 270 mg/ L. tiempo de residencia en disolver 20 minutos.	Acero inoxidable, hule, plomo y cerámica, se debe almacenar en recipientes herméticos
Sulfato ferroso	$\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$	Caparrosa, sulfato de hierro, sulfato de azúcar, vitriolo verde	Gránulos, cristales, polvo y terrones en bultos de 50 kg.	Verde a café-amarillento; higroscópico, muy corrosivo	Se aplica mejor como gránulos secos, 60 mg/L, tiempo de residencia en disolver 5 minutos	Manéjese seco en hierro, acero y concreto; húmedo en plomo, hule, hierro, asfalto, cedro y acero inoxidable, almacenese seco en recipientes herméticos.

Fuente: Stran B, 1989 y de Zuam, 1990

## Cal

La cal es un producto barato y fácilmente accesible, por lo que se emplea con frecuencia en el tratamiento del agua. Sin embargo la cal no es un coagulante verdadero, ya que su eficiencia se debe a la reacción con la alcalinidad de bicarbonatos, para precipitar carbonato de calcio, o con los ortofosfatos para precipitar hidroxapatita cálcica. La cal tiene la ventaja de que los lodos resultantes pueden ser fácilmente espesados, deshidratados, y calcinados, para convertir el carbonato de calcio nuevamente en cal para ser reusada (Hurtado y San Martín, 1999).

La desventaja de tratar el agua con cal, es que genera un pH elevado (Cáceres, 1993). La cal es el único de los coagulantes que tiene la habilidad de remover los sólidos disueltos totales.

### *Cal viva, CaO*

En el tratamiento de aguas, la cal viva se utiliza en forma de polvo, para neutralizar, precipitar y decarbonatar. Sus ventajas sobre la cal hidratada son:

- a) Menor precio
- b) Necesidad de almacenamiento para una misma cantidad de iones calcio.

La causticidad del producto obliga a tomar precauciones especiales para su almacenamiento y conservación.

Antes de su empleo, es preciso "apagarla", por hidratación en un depósito de mezcla y obtener lechada de cal. La reacción es exotérmica. La densidad de la solución varía entre 800 y 1200 kg/m<sup>3</sup>. La pureza de la cal viva en óxido de calcio nunca debe ser inferior al 90%, con insolubles (carbonatado cálcico y de sílice), inferiores al 5% (Hurtado y San Martín, 1999).

### *Cal hidratada, Ca(OH)<sub>2</sub>*

Su empleo es idéntico al de la cal viva. La densidad de la cal varía entre 400 y 600 kg/m<sup>3</sup>. Su solubilidad en el agua decrece con la temperatura. La cal cernida se utiliza en tratamiento de aguas en forma de polvo resultante de la hidratación de la cal viva, de forma que se anula químicamente su afinidad por el agua. Se compone esencialmente de hidróxido cálcico, de hidróxido de magnesio y de impurezas (carbonatos de calcio y sílice). La cal en polvo se clasifica por su granulometría, dada en números de tamices (Hurtado y San Martín, 1999).

La cal puede estar en forma de polvo o lechada. La velocidad para conducir por tubería la lechada debe ser como mínimo de 1.5 m/s (Imhoff, 1989) y los tubos deber ser limpiados periódicamente.

En la tabla 4.3.2.4 se muestran las principales características de algunos compuestos de calcio utilizados en el tratamiento de aguas residuales.

Tabla 4.3.2.4. Características químicas y físicas de compuestos de calcio

NOMBRE	FÓRMULA QUÍMICA	NOMBRE COMUN	FORMAS DISPONIBLES	APARIENCIA Y PROPIEDADES	ALIMENTACIÓN	MATERIAL DE MANEJO
Óxido de calcio	CaO	Cal viva Cal cocida Cal química	Terrones Gujarros Triturada Molida En bultos a prueba de humedad de 50 kg	Blanca grisáceo Inestable Cáustica Irritante Exotérmica al añadir agua Una solución saturada tiene un pH de 12.4	Aplicación es como Gujarros de 2 cm Triturada de tal manera que atraviesa una argolla de 2.5 cm Después de apagarla diluiría a 110 g/L (solución al 10%).	Manejo en seco en hierro, acero, concreto. Apagada: en hierro, acero, manguera de hule y concreto No debe almacenarse durante más de 60 días, aún en recipientes herméticos.
Hidróxido de calcio	Ca(OH) <sub>2</sub>	Cal hidratada Cal apagada	Polvo en bultos de 20 kg	Blanco Cáustico Polvoriento e irritante	Alimentar en seco, 60 g/L máximo y como suspensión 110 g/L	Manejo en seco, manguera de hule, hierro, acero, asfalto y concreto. Se debe almacenar en lugar seco
Cal clorada	CaO·2 CaOCl <sub>2</sub> ·3 H <sub>2</sub> O	Polvo Blanqueador Cloruro de cal	Polvo en tambores de 350 kg	Blanco Corrosivo Oloroso Inestable	Se debe disolver y mezclar totalmente en tanque, seguido de un periodo de sedimentación para remover los sólidos insolubles. Aproximadamente 39 mg/L hacen una solución al 1% de Cl <sub>2</sub> disponible	Manejo en vidrio, hule, barro, madera. Debe almacenarse en seco

Fuente: Lund, 1971.

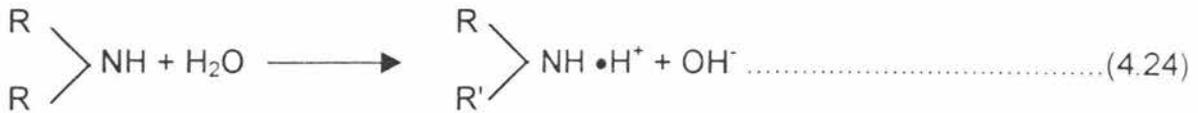
### Polímeros orgánicos

Los polielectrólitos son grandes moléculas orgánicas solubles en agua, formadas por bloques denominados monómeros, repetidos en una cadena larga. De ordinario incorporan en su estructura sitios para intercambio iónico que dan a la molécula una carga iónica. Aquellas que tiene una carga positiva son catiónicas y las que tienen una carga negativa son aniónicas. Estas moléculas reaccionan con el material coloidal en el agua neutralizando la carga o enlazando partículas individuales para formar un precipitado visible e insoluble, esto es, un flóculo.

El desempeño de éstos materiales puede modificarse para ajustarlo a la naturaleza de la materia coloidal que debe extraerse del agua. Estas modificaciones incluyen variaciones tanto en el peso molecular como en la capacidad de intercambio iónico. También puede producirse materiales exentos de carga iónica, a éstos polímeros se les denomina no iónicos, aunque éstos no son polielectrólitos en sentido estricto, los polímeros no iónicos exhiben en la solución

muchas de las propiedades floculantes y se les considera de ordinario como parte de los compuestos de la familia de los polielectrólitos (Nalco, 1989).

Aún cuando la mayor parte de los electrólitos son materiales orgánicos sintéticos, la naturaleza también produce una infinita variedad de dichos materiales. Algunos de ellos son procesados químicamente para mejorar su desempeño y pueden obtenerse en el mercado. Los polieléctrolitos catiónicos son poliaminas o aminas cuaternarias. Una poliamina hidroliza en agua como sigue:



Puesto que la hidrólisis da  $\text{OH}^-$ , cuando el pH es alto, la reacción es forzada hacia la izquierda y el polímero se vuelve no iónico. Por contraste, a los polímeros cuaternarios apenas les afecta el pH, permaneciendo cargados positivamente en un intervalo amplio de pH.

Los polímeros aniónicos incorporan en su estructura a un grupo carboxilo ( $-\text{COOH}$ ), éste se ioniza como sigue:



El ión hidrógeno fuerza la reacción hacia la izquierda de modo que los polímeros aniónicos se vuelven no iónicos cuando el pH es bajo (Nalco, 1989).

La naturaleza iónica de los polielectrólitos es sólo un factor que determina el desempeño de éstos materiales como coagulantes y floculantes. Factores como la naturaleza polar de los enlaces no iónicos en la molécula, el tamaño y la geometría moleculares, tienen una función importante y en muchos casos, dominan los efectos de la carga y de la densidad de carga. Así, los polímeros no iónicos de alto peso molecular son floculantes efectivos en muchos sistemas en virtud de su capacidad de atraer y mantener partículas coloidales en sitios polares de la molécula. Además, por su tamaño molecular pueden encajar muchas partículas pequeñas. Así como regla general, Los polímeros catiónicos son diseñados para trabajar con valores bajos de pH, y los aniónicos con valores altos. Los no iónicos y los cuaternarios sólo son influidos débilmente por el pH. La regla general no debe interpretarse como los polímeros aniónicos no son efectivos cuando el pH es bajo; simplemente quiere decir que, en éste caso, ya no son iónicos. Lo mismo se aplica a los catiónicos, aún cuando no están cargados cuando el pH es alto, pueden ser efectivos como coagulantes debido a sus grupos polares (Nalco, 1989).

Los polímeros orgánicos superan muchos de los problemas inherentes al uso del alumbre o de las sales de hierro. Estos polímeros son moléculas orgánicas de cadena larga formadas por bloques llamados monómeros repetidos a lo largo de la cadena. En función de la selección de los monómeros y de los métodos de procesamiento, puede elaborarse una gran diversidad de polímeros de

configuraciones y pesos moleculares diferentes. El peso molecular es proporcional a la longitud de la cadena del polímero, la amplia selección de estructuras y pesos moleculares permite diseñar un polímero que responda a un problema específico de coagulación o floculación, aunque rara vez esto sea práctico por razones económicas.

Los polímeros orgánicos empleados en el tratamiento de agua pertenecen a dos tipos principales: coagulantes y floculantes. Los coagulantes son moléculas positivamente cargadas de peso molecular relativamente bajo. Aunque muestran cierta tendencia a enlazar, no son particularmente efectivas como floculantes. Los polímeros floculantes tienen pesos moleculares mucho más altos, y proporcionan largos puentes entre pequeños flóculos para promover el crecimiento de la partícula. Los floculantes pueden ser catiónicos, aniónicos o no iónicos. El floculante que trabaja en cualquier sistema sólo puede ser identificado mediante cribado en el laboratorio y por la prueba en la planta. Los polímeros floculantes, a diferencia de los coagulantes, no son adecuados para la neutralización. En la tabla 4.3.2.5, se listan algunas características de los coagulantes y floculantes orgánicos empleados en el tratamiento de agua.

A diferencia de las sales inorgánicas, los polímeros no producen flóculos voluminosos, gelatinosos. En las aplicaciones donde la adición de sólidos mejora los resultados, pueden ser necesarios coagulantes inorgánicos o arcillas para complementar el uso de polímeros. A diferencia de los coagulantes metálicos inorgánicos, los polímeros no afectan el pH, ni su desempeño es sensible al pH del agua tratada, en la tabla 4.3.2.5 se presentan algunas características de los coagulantes orgánicos (Nalco, 1989).

**Tabla 4.3.2.5.** Características de los coagulantes orgánicos

CLASE	INTERVALOS DE PM	FORMA Y DISPONIBILIDAD
1. Coagulantes catiónicos Poliaminas Policuaternarios Poli CDADMA Epi- DMA	Debajo de 100,000	Todos disponibles como soluciones acuosas
2. Floculantes catiónicos Copolímeros de: Acrilamida y DMAEM Acrilamida y CDADMA Aminas Mannich	Arriba de 1 000,000	Polvos o emulsiones
3. Floculantes no iónicos Poliacrilamidas	Arriba de 1 000,000	Polvos o emulsiones
4. Floculantes aniónicos Poliacrilatos Copolímeros de acrilamida y acrilato	Arriba de 1 000,000	Polvos o emulsiones

Fuente: Nalco , 1989

NOTA: CDADMA: Cloruro de dialil-dimetil amonio  
Epi: epíclorhidrina  
DMA: dimetilamina  
DMAEM: dimetil-aminoetil-metacrilato

#### 4.3.2.2 Valencia

Entre mayor sea la valencia del ión, más efectivo resulta como coagulante. De acuerdo con ella el  $\text{Al}^{3+}$  y  $\text{Fe}^{3+}$  son cientos de veces más efectivos que  $\text{Fe}^{2+}$  y  $\text{Al}^{2+}$  por ejemplo (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.3.2.3 Capacidad de cambio

La capacidad de cambio es una medida de la tendencia a reemplazar cationes de baja valencia por otros de mayor valencia. Langelier y sus colaboradores hallaron que la coagulación depende de la capacidad de cambio de los sólidos presentes en el agua. En agua con una gran capacidad de cambio de desestabilización y aglomeración de partículas es rápida. Cualquier electrólito que produzca cationes polivalentes e incremente la capacidad de cambio por encima de su valor produce éste efecto (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.3.2.4 Tamaño de partículas

Los técnicos en suelos han demostrado que la capacidad de cambio en las suspensiones de arcilla está asociada con las partículas de tamaño inferior a 1.5 micras de diámetro. Por esta razón se considera que para que la floculación sea rápida y efectiva, además de que debe haber un pH y una alcalinidad adecuada deben existir partículas de diámetro inferior a una micra. Dichas partículas poseen ya propiedades coloidales y algunas de éstas se necesitan para neutralizar las cargas positivas de los coagulantes. Las partículas de diámetro entre 1 y 5 micras sirven como núcleos de floc y representan por tanto, poco en coagulación. Así pues para que el agua pueda formar un floc pesado y compacto debe contener partículas de diversos diámetros.

Esta es la razón por la cual el agua con baja turbiedad presenta una formación de floc muy pobre. En éstos casos es necesario agregarle artificialmente sustancias que ayuden a la coagulación, las más conocidas son sílice activado, arcilla, polielectrólitos (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.3.2.5 Concentración de iones $\text{H}^+$ o pH

La modificación del pH cambia la ubicación de la barrera de energía en un coloide dado de forma que para cada coagulante habrá una zona de pH diferente, en la que la floculación se efectúe en el tiempo más corto y con la misma dosis de coagulante. La coagulación debe, por tanto, realizarse dentro de los límites de pH para la zona óptima. Cuando tal cosa no se realiza se produce un gasto innecesario de coagulante o una floculación deficiente.

No existe regla general segura para determinar cual es el pH óptimo de coagulación. Sin embargo, algunas generalizaciones podrían hacerse, por ejemplo, para aguas blandas y con color, la floculación con alumbre debe hacerse a un pH ácido, a pH tan bajo a veces como 5. Los coagulantes férricos requieren un pH todavía más ácido 4 o menos. En cambio los coagulantes con sulfato ferroso resultan mejor del lado alcalino a pH superiores a 8 (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.3.2.6 Temperatura

La temperatura cambia el tiempo de formación del floc, generalmente entre más fría el agua, la reacción es más lenta y el tiempo de formación del floc es mayor. El tiempo para coagular a 20 °C puede ser de 0.25 a 0.5 veces el tiempo para coagular a 1 °C (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.3.2.7 Relación cantidad- tiempo

La cantidad del coagulante es inversamente proporcional al tiempo de formación del floc. Es posible coagular, por tanto, con un tiempo corto y una cantidad de coagulante grande y viceversa. Todo depende de la consideración económica y del tiempo de retención de que se disponga en el floculador. Hay, sin embargo, que advertir que una dosis excesiva de coagulantes puede revertir el potencial zeta en interferir con la floculación de los coloides (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.3.2.8 Alcalinidad

La alcalinidad guarda relación con el pH y por tanto el contenido de alcalinidad del agua sería uno de los factores por considerar en coagulación.

Dicho factor es de capital importancia cuando se trata de coagular con sales de alumbre y hierro, pues éstas reaccionan con la alcalinidad para formar un precipitado que cumple una función básica en la aglomeración de los coloides existentes en el agua (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.3.2.9 Dosis-pH-concentración coloidal

El conocimiento de la correlación entre dosificación óptima del coagulante, pH y concentración coloidal, combinado con una comprensión de los dos modos de desestabilización que pueden producirse con las sales de Al (II) y Fe (III), puede ser útil y aún necesario en la operación de un proceso de coagulación. Podemos definir cuatro tipos de suspensiones:

1. *Concentración coloidal alta, alcalinidad baja:* éste es el sistema más fácil de tratar, ya que solo podemos determinar un parámetro químico la dosificación óptima de coagulante. La desestabilización se lleva a cabo por adsorción de los polímeros hidroximetálicos positivamente cargados, éstos se producen en niveles ácidos de pH (4 a 6 unidades de pH, según el coagulante).
2. *Concentración coloidal alta, alcalinidad alta:* En éste caso la desestabilización se alcanza nuevamente por adsorción y neutralización de carga para niveles de pH neutros y ácidos, de aquí se pueda elegir una dosificación alta de coagulante, debido a la elevada alcalinidad, el pH permanecerá generalmente en la región neutra, en donde los polímeros hidroximetálicos no están altamente cargados con lo cual la neutralización de carga es más fácil. Alternativamente es posible invertir en medios de elutriación para eliminar la

alcalinidad por lavado y desestabilizar con una dosificación baja de coagulante a un pH bajo.

3. *Concentración coloidal baja, alcalinidad alta:* En éste caso la coagulación se lleva a cabo fácilmente por inmersión de las partículas coloidales en un "flóculo de barrido" con dosificaciones relativamente altas de coagulante. Alternativamente se pueden añadir una ayuda de coagulante para aumentar la concentración coloidal y aumentar la velocidad de contacto interpartícula. Con lo cual podemos llevar a cabo la desestabilización por adsorción y neutralización de carga con unas dosificaciones menores de coagulante primario.
4. *Concentración coloidal baja, alcalinidad baja:* La coagulación de éstos sistemas es la más difícil. La coagulación será ineficaz si solamente usamos sales de Al (II) y Fe(III), ya que el pH disminuirá demasiado, con el fin de permitir la formación de un "flóculo de barrido" y la velocidad de contactos entre partículas será posiblemente demasiado lenta para llevar a cabo una desestabilización por neutralización de carga. Para una coagulación eficaz, debemos añadir alcalinidad, partículas coloidales o ambos a la vez (Weber, 1979).

#### 4.4 Floculación

La floculación es el movimiento lento o agitación del agua que contiene flóculos. Sin embargo, en la floculación química, el movimiento o agitación puede iniciar tan pronto como se agrega el coagulante químico (Fair et al., 1996).

Para que el floc se forme es necesario que las partículas choquen unas con otras a fin de que se aglutinen y se conviertan en grumos pesados. Este proceso se llama floculación o acondicionamiento del floc. Se considera que la floculación progresa en tres diferentes etapas (Arboleda et al., 1969):

1. Formación de microfloc o coágulo de dimensiones microscópicas.
2. Las partículas coloidales se reúnen por efecto del movimiento Browniano y la agitación del líquido.
3. Las partículas aglutinadas se adsorben unas a otras formando coágulos grandes.

##### 4.4.1 Tipos de floculación

La floculación es favorecida por el mezclado lento que permite juntar poco a poco los flóculos, en un mezclado demasiado intenso los rompe y raramente se vuelven a formar en su tamaño y fuerza óptimos. La floculación no solo incrementa el tamaño de las partículas del flóculo, sino que también aumenta su peso.

La floculación puede ser mejorado por la adición de un reactivo de floculación o ayudante de floculación.

Existen dos tipos de floculación (Arboleda et al., 1969):

1. Floculación pericinética
2. Floculación ortocinética

#### 4.4.1.1 Floculación pericinética

Está producida por el movimiento natural de las moléculas del agua y está inducida por la energía térmica, éste movimiento es conocido como el movimiento browniano (Arboleda *et al.*, 1969).

#### 4.4.1.2 Floculación ortocinética

Se basa en las colisiones de las partículas debido al movimiento del agua, el que es inducido por una energía exterior a la masa de agua y que puede ser de origen mecánico o hidráulico.

Después que el agua es coagulada es necesario que se produzca la aglomeración de los microfloculos para que esto suceda se produce primero la floculación pericinética luego se produce la floculación ortocinética (Arboleda *et al.*; 1969).

#### 4.4.2 Parámetros que influyen en la floculación

Los parámetros que caracterizan la floculación son los siguientes (Arboleda *et al.*, 1969):

- ✓ Floculación ortocinética: se da por el grado de agitación proporcionada ya sea mecánica o hidráulica.
- ✓ Gradiente de velocidad. Es la energía necesaria para producir la mezcla.
- ✓ Número de colisiones: Choque entre microfloculos.
- ✓ Tiempo de retención: Tiempo que permanece el agua en la unidad de floculación.
- ✓ Densidad y tamaño del floc.
- ✓ Volumen de lodos: Los floculos formados no deben sedimentar en las unidades de floculación.

## Capítulo 5.

Bases teóricas del proceso  
de filtración

## 5. BASES TEÓRICAS DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

En éste capítulo se presentan las generalidades que describen y caracterizan al proceso de la filtración, se definen los parámetros que influyen en éste proceso, características de los medios filtrantes, del retrolavado de los filtros y características de filtros piloto.

La filtración es uno de los métodos más antiguos de tratamiento de agua. Los filtros de cantera, empleados desde hace muchos siglos aún se encuentran en zonas rurales, debido a sus bajos costos más los beneficios que proporcionan.

En su inicio tuvo un carácter puramente doméstico, al colocar piedras porosas en tinajas y hacer fluir el agua a través de ellas. Posteriormente, se construyeron los primeros filtros industriales, cuyo filtrado era envasado para venderse. De ésta forma, surgieron en Europa las primeras compañías de agua de carácter privado.

La primera planta de filtros de arena se construyó en 1829, por *The Chelsea Water Work Co en Londres*. En 1856, aparecieron en Francia los filtros a presión, cuyo objetivo era colocar los sedimentos del agua (Jiménez, 1995).

El mejor conocimiento del proceso condujo al diseño de los filtros rápidos (conocidos como filtros mecánicos o americanos), que aparecieron en Estados Unidos de Norteamérica a mediados del siglo XIX, su principal innovación radicaba en que la limpieza del medio filtrante se hacía por inversión del sentido del flujo, mientras que en los filtros lentos o filtros ingleses, ésta se realizaba por raspado de la superficie del medio (Arboleda *et al.*, 1969).

El sistema de retrolavado facilitó la operación continua del filtro y permitió el uso de cargas superficiales mayores que en los filtros lentos. Posteriormente, se adaptó en Bélgica, Alemania y Francia el sistema de coagulación-filtración, pero resultó que los filtros se tapaban con demasiada frecuencia (por la falta de un sistema de sedimentación adecuado), sobre todo cuando la concentración de sólidos en el efluente en el agua era muy alta. Lo anterior obligaba a gastar mucha agua tratada para el lavado. Fue entonces cuando, en 1880, en Holanda, Salbach construyó como pretratamiento un sistema de sedimentadores (coagulación con sulfato de aluminio). Con ésta idea, en 1898, se introdujo en Estados Unidos, un sistema de coagulación y sedimentación en tanques separados, para remover la mayoría de las partículas sedimentables antes de llegar a los filtros rápidos. Aparece así la concepción de las plantas potabilizadoras modernas, en las que todos los tratamientos son preparativos o complementarios a la filtración y cuyos principios se han aplicado al tratamiento del agua residual. De forma que, adicionalmente, las operaciones básicas en una planta potabilizadora de agua son: coagulación, sedimentación, filtración y desinfección (Jiménez, 1995).

En las plantas potabilizadoras de gran tamaño, el tipo de filtro que más se usa es el rápido, con arena flujo descendente y por gravedad. Se instalan en tanques rectangulares de concreto, donde se coloca, sobre un sistema de drenaje, una

capa de grava (10 a 30 cm) y otra de arena (60 a 120 cm). La selección del medio y de la tasa de operación se hace con base en la pérdida de carga. La máxima tasa con que puede trabajar un filtro está condicionada por la calidad del agua que entra y por el periodo de trabajo. La tasa óptima es aquella que proporciona la mejor calidad del efluente y la mínima cantidad de agua de lavado (Jiménez, 1995).

En la actualidad, el estudio de la filtración ha llevado a entender que el proceso de eliminación de contaminantes no es puramente mecánico sino que incluye la eliminación biológica de sustancias solubles y la retención química de otras, de ahí su gran versatilidad en el campo del tratamiento de agua. La filtración se aplica tanto en potabilización, como en depuración y acondicionamiento de agua. La filtración se puede localizar al inicio de una cadena de tratamiento (filtración primaria) o al final (filtración terciaria). Se emplea para separar del agua sólidos suspendidos y controlar tóxicos prioritarios, cuando se combina con la precipitación química. La filtración es un proceso que proporciona un efluente de calidad constante (Jiménez, 1995).

### 5.1 Definición

La filtración del agua es un proceso fisicoquímico que separa los sólidos suspendidos y la materia coloidal de la fase líquida, por medio de un material poroso. La filtración consiste en hacer pasar una mezcla de sólido y líquido a través de un medio poroso (filtro) que retiene los sólidos y deja pasar los líquidos (filtrado). El paso de un líquido a través de un medio poroso sigue la ley de Darcy. Esta ley indica que la pérdida de carga,  $\Delta P$ , es proporcional a la velocidad de la filtración,  $v$  (relación del caudal instantáneo,  $Q$ , con la superficie en un plano perpendicular a la filtración), siendo el coeficiente de proporcionalidad,  $k$ , función de la viscosidad dinámica,  $\eta$  y de la resistencia del medio,  $R$ .

$$v = \frac{\Delta P}{\eta R} = k \Delta P$$

donde,

$R$  depende de las características de cada filtro y del agua por tratar.

Entre otros objetivos, la filtración:

- ✓ Disminuye la carga de sólidos y material coloidal en el agua.
- ✓ Remueve partículas y materia coloidal no sedimentable después de la floculación biológica o química.
- ✓ Incrementa la remoción de sólidos suspendidos, turbiedad, fósforo, materia orgánica (DBO, DQO), metales pesados, asbestos, bacterias y virus.
- ✓ Mejora la eficiencia y reduce el costo de desinfección a través de la remoción de materia orgánica suspendida y otras sustancias interferentes.

- ✓ Asegura la operación continua de la planta y una calidad constante de efluente (Jiménez, 1995).

## **5. 2 Medios filtrantes**

Todos los filtros requieren un medio filtrante para la retención de sólidos, y la especificación del medio está basada en la retención de un tamaño mínimo de partícula y la eficiencia de separación, así como también un tiempo de vida aceptable. La selección del medio filtrante incluye la optimización de los siguientes factores (Cárdenas, 2001):

1. Capacidad para detener los sólidos sobre sus poros con rapidez. después de que se inicia la alimentación.
2. Velocidad baja de arrastre de sólidos dentro de sus intersticios (atascamientos mínimos).
3. Resistencia mínima al flujo del filtrado.
4. Resistencia a los ataques químicos.
5. Tener la suficiente consistencia física para resistir las condiciones del proceso (o sea suficiente resistencia para sostener la presión de filtración).
6. Resistencia al desgaste mecánico.
7. Capacidad para conformarse mecánicamente al tipo de filtro en el cual se utilizará.
8. Capacidad para descargar la torta con facilidad y limpieza.
9. Costo mínimo.

### **5.2.1 Tipos de medio filtrantes**

La selección del medio filtrante es determinada por la durabilidad requerida, el grado deseado de purificación, la duración de la carrera del filtro y la facilidad de su lavado.

El medio ideal debe poseer un tamaño tal que permita obtener un efluente satisfactorio, debe ser un material durable, capaz de retener la máxima cantidad de sólidos y ofrecer facilidad para limpiarlo con una cantidad mínima de agua de lavado (Romero, 1999).

Existen una gran variedad de materiales utilizados como medios de filtración, cómo son la arena, la antracita, el carbón, el granate, las resinas, la magnetita y el tezontle, de los cuales la arena y la antracita con los más comúnmente usados (Jiménez, 1995).

#### **5.2.1.1 Arena**

La arena es el medio filtrante más usado. posiblemente por ser el más económico. La arena para filtros debe tener una solubilidad en ácido clorhídrico al 40 %, en 24 horas, menor del 5%, una densidad relativa mayor de 2.5 y debe estar limpia (Romero, 1999).

El tamaño de la arena debe ser tal que impida el paso del floc, sin aumentar demasiado la pérdida de carga. Arena muy fina produce un efluente de buena

calidad, pero acorta la "carrera" o el tiempo en el que el filtro puede operar sin necesidad de lavado. Arena muy gruesa puede en cambio producir un efluente de baja calidad (Arboleda *et al.*, 1969).

### 5.2.1.2 Antracita

Se clasifica un carbón como antracítico cuando tiene carácter no aglomerante y cumple con la siguiente composición:

Metaantracita:  $\leq 2\%$  de material volátil

Antracita:  $> 2\%$  y  $\leq 8\%$  de material volátil

Semiantracita:  $> 8\%$  y  $\leq 14\%$  de material volátil

En ocasiones se usa carbón de antracita triturado en vez de arena como medio granular filtrante. La antracita para ser utilizada en un filtro debe estar limpia, dura, con dureza mayor de 2.7 en la escala de Moh, de densidad relativa mayor de 1.4, solubilidad en ácido menor del 1% y coeficiente de uniformidad menor de 1.7 (Romero, 1999).

La antracita posee un número considerable de características deseables, bajo ciertas condiciones es generalmente más eficiente que la arena, teniendo tendencia a atrapar cierta clase de sólidos suspendidos. Los méritos de la antracita como medio filtrante son debidos a su menor densidad, ligeramente superior a la mitad de la de la arena y a su forma irregular. Estas propiedades dan por resultado un lecho poroso que no tiende a agrietarse y se retrolava con facilidad (Powell, 1981).

### 5.2.1.3 Magnetita

Frecuentemente los tanques ya existentes no tienen la profundidad necesaria para permitir el uso de la antracita con el espesor deseado y obtener la expansión del lecho durante el retrolavado. Este problema puede resolverse sustituyendo con una capa poco profunda de magnetita, que es mucho más pesada, uno de los lechos de soporte de grava o antracita. Puede entonces colocarse un lecho de antracita a profundidad satisfactoria sobre la magnetita.

La magnetita deberá adquirirse bajo especificaciones estrictas, con objeto de evitar la presencia de sulfuros: la magnetita de grado inferior puede contaminar el agua con ácido sulfhídrico u otros productos perjudiciales (Powell, 1981).

## 5.3 Clasificación

El equipo de filtración se puede clasificar:

... a) Por la fuerza impulsora:

Se induce el flujo del filtrado por el medio filtrante por medio de:

- ✓ Carga hidrostática (gravedad): Trabajan con diferentes intervalos de velocidad, por lo que existen filtros lentos y filtros rápidos y con

altas pérdidas de carga entre 2 y 19 metros de columna de agua y velocidades de filtración de 5 a 50 m/h.

- ✓ Presión subatmosférica (aplicada corriente abajo del medio filtrante)
  - ✓ Presión sobreatmosférica o vacío (aplicada corriente arriba del medio filtrante)
- b) Por el mecanismo de filtración:
- ✓ Filtración de torta: cuando los sólidos quedan detenidos en la superficie del medio de filtración y se amontonan unos sobre otros para formar una capa de espesor creciente, el cual debe ser lo suficientemente poroso para permitir el paso del flujo del fluido.
  - ✓ Filtración de profundidad: cuando los sólidos quedan atrapados dentro de los poros o cuerpos del medio filtrante, ejemplo filtración de arena.
  - ✓ Filtración de superficie: es esencialmente un mecanismo de detención, donde las partículas sólidas son detenidas por una matriz de poros controlados. Este caso difiere de la filtración de torta en que el flujo decrece por la detención de la matriz porosa.
- c) Por la función:
- El resultado puede ser la obtención de:
- ✓ Sólidos secos, donde la torta es el producto de valor.
  - ✓ Líquido clarificado, el producto valioso es el filtrado.
- d) Por el ciclo operacional, los filtros pueden ser:
- ✓ Intermitentes, por lotes (batch), y se pueden manejar a presión y velocidades constantes.
  - ✓ Continuos.
- e) Por la naturaleza de los sólidos: el tamaño de las partículas o agregados de las partículas puede ser del mismo o menor orden de magnitud que el tamaño de poros mínimos de la mayor parte de los poros de filtración (1-10 micras). Los que incluyen partículas menores a una micra solo se pueden filtrar por ultrafiltración.
- f) Por la velocidad de filtración
- ✓ Rápidos: El término filtración rápida se aplica cuando la tasa de filtración es del orden de 2 a 15 m/h (algunas veces más) o cuando el agua atraviesa el lecho filtrante a velocidades de 4 a 50 m/hr.
  - ✓ Lentos: La velocidad de filtración en éste tipo de filtros es menor de 0.083 m/h a 0.20 m/h
- g) Por el tipo de lecho filtrante:
- ✓ Simples: Cuando se utiliza un solo medio ya sea arena o antracita.
  - ✓ Duales: Cuando los filtros utilizan dos medio, ya sea arena y antracita.
  - ✓ Mixtos: Cuando se utiliza más de dos medio filtrantes ( Metcalf y Eddy, 1998; Romero, 1999, Cadena, 2001).

### 5.3.1 Clasificación de los filtros de la Planta Potabilizadora de “Los Berros”

Según se ha descrito en el punto anterior la clasificación de los filtros, los utilizados en la Planta Potabilizadora de los Berros por sus características se clasifican como:

- a) Por la fuerza impulsora: Filtros a gravedad
- b) Por el mecanismo de filtración: Filtros a profundidad
- c) Por la función: Obtención de líquido clarificado
- d) Por el ciclo operacional: Filtros continuos
- e) Por la naturaleza de los sólidos: Filtración
- f) Por la velocidad de filtración: Rápidos
- g) Por el tipo de lecho filtrante: Simples

### 5.4 Variables que afectan la filtración

En la aplicación de la filtración para la eliminación de sólidos en suspensión remanentes, se ha comprobado que las variables más importantes del proceso de diseño son, posiblemente la naturaleza de las partículas presentes en el agua a filtrar, el tamaño del material o materiales filtrantes y el caudal de filtración (Metcalf y Eddy, 1998).

#### 5.4.1 Características del afluente

La principal característica del afluente es la concentración de sólidos suspendidos, la cual es una medida en peso ó como turbiedad y es directamente proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional al tiempo de corrida (Jiménez, 1995).

Además de la concentración de sólidos suspendidos, la distribución y tamaño del flóculo, la estabilidad del flóculo y la carga eléctrica del flóculo son características del afluente que afecta las características de remoción del filtro (Romero, 1999).

Como regla general, los filtros no deben ser usados cuando el influente exceda 100 mg/L de sólidos suspendidos, a excepción de la filtración directa. En el funcionamiento y operación de los filtros, la característica más importante del afluente es la cohesión del flóculo, la cual varía con la forma de operación del proceso. La cohesión del flóculo biológico es mucho mayor que la del flóculo químico (Tchobanoglous y Eliassen, 1970). Como resultado, el flóculo biológico puede ser eliminado por filtración a **altas velocidades**, mientras que los químicos, al ser débiles y romperse, se eliminan con velocidades bajas de filtración (Jiménez, 1995).

#### 5.4.2 Velocidad de filtración

La velocidad de filtración que se puede aplicar depende principalmente de la resistencia de las partículas. Si la consistencia es débil, las velocidades de filtración altas tenderán a destrozarlo y sus fragmentos serán arrastrados a través

del medio. Además es importante señalar que, al utilizar velocidades altas, la pérdida de carga a través del medio será mayor y, en consecuencia, la duración de las corridas será menor (Jiménez, 1995).

#### 5.4.3 Espesor del medio filtrante

En el caso de medios simples, se recomiendan los siguientes espesores: de 25 a 40 cm de grava, que sirve como soporte del medio y para una mejor distribución del flujo durante la operación de lavado, y 60 a 100 cm de arena para filtros descendentes, y hasta 2.5 m para filtros ascendentes (Jiménez, 1995).

#### 5.4.4 Efecto del tipo del medio filtrante

La característica que más afecta al proceso de filtración es el tamaño del grano. El tamaño de grano afecta tanto a la pérdida de carga en la circulación del agua a través del filtro como a la tasa de variación de dicho aumento durante el ciclo de filtración. Si el tamaño de grano efectivo del medio filtrante es demasiado pequeño, la mayor parte de la fuerza actuante se empleará para vencer la resistencia de fricción provocada por el lecho filtrante, mientras que si el tamaño efectivo es demasiado grande, muchas de las partículas de menor tamaño presentes en el agua a filtrar pasarán directamente a través del filtro sin ser removidas (Metcalf y Eddy, 1998).

La calidad del agua filtrada es una función del tamaño del medio y la profundidad del lecho. En rigor es función del área superficial del medio y del tamaño de los poros entre partículas.

La selección del medio filtrante determina no sólo la calidad del efluente, sino también el régimen del retrolavado, que viene a ser una parte integral del medio (Paz, 1982).

#### 5.4.5 Efecto de la temperatura

La viscosidad de la mayor parte de los líquidos disminuye con la temperatura, por lo tanto, a mayor temperatura mayor velocidad de filtración (CEPIS, 1981).

### 5.5 Componentes de un filtro

Los componentes principales de un filtro se describen a continuación:

- a) *Lecho filtrante*. Es un material granular constituido comúnmente por arena, aunque también puede ser de cuarzo, tezontle, obsidiana, antracita o algún otro material triturado mecánicamente. La arena se puede obtener de playas, lechos de ríos, bancos de arena o triturando cuarzo (Arboleda *et al.*, 1969) y debe ser homogeneizada.
- b) *Lecho soporte*. Sirve de base para que el medio no penetre en los drenes y lo obstruya. Comúnmente se emplea grava colocada de menor a mayor tamaño,

tomando como referencia el punto de contacto en el medio filtrante (Jiménez, 1995).

- c) *Sistema de distribución o bajo dren.* El objetivo del bajo dren es repartir uniformemente el flujo en el medio filtrante durante la operación de lavado (Jiménez, 1995).
- d) *Sistema de lavado.* Se introduce agua a presión en un sentido ascendente, por los drenes, y se recolecta en la canaleta de lavado. El medio se expande y el material acumulado entre los granos sale. Terminado el lavado, que dura aproximadamente de 20 a 30 minutos, se vuelve a llenar el filtro y se reinicia la operación (Jiménez, 1995).

En la tabla 5.5.1, se muestran los criterios de diseño para filtros rápidos.

**Tabla 5.5.1.** Criterios de diseño para filtros.

CARACTERÍSTICAS	FILTRO LENTO CON LECHO DE ARENA	FILTRO RÁPIDO CON LECHO DE ARENA.
Velocidad de filtración ( cm / s)	1 a 4 a 10 mgad 0.935 a 2.805 (9.35 m <sup>3</sup> por m <sup>2</sup> por día)	100 a 125 a 300 mgad 9.35 a 280.5 m <sup>3</sup> por m <sup>2</sup> por día
Profundidad del lecho filtrante (cm)	30.5 cm grava 1.06 m arena	45 de grava 75 de arena
Tamaño de la arena	TE: 0.25 a 0.3 a 0.35 mm CU: 2 a 2.5 a 3	TE: 0.45 mm y mayores CU: menor a 1.5
Distribución del tamaño de granos de arena en el filtro	No estratificado	Estratificado con los granos más pequeños o más ligeros en la parte superior y los más gruesos o más pesados en el fondo.
Sistema de drenaje inferior	Laterales de arcilla seleccionados, tendidos en piedra gruesa y descargando a los drenes principales de arcilla o concreto.	Tubos laterales perforados descargando a los tubos principales. Placas porosas sobre la capa de entrada. Bloques porosos con canales incluidos
Pérdida de carga	1.52 cm inicial a 3.04 cm final	30.48 cm inicial a 2.74 m final
Duración del ciclo entre limpiezas	20 a 30 a 60 días	12 a 24 a 72 horas
Penetración de la materia suspendida	Superficial	Profundidad
Método de limpieza	Raspado de la capa superficial de arena, lavado y almacenamiento de la arena limpia para su reposición periódica al lecho. Lavado de la arena superficial en su lugar mediante desplazamiento del lavador sobre el lecho	Dislocamiento y remoción de la materia orgánica mediante flujo ascendente o retrolavado, lo cual fluidificada al lecho. Posible uso de chorros de agua o aire, o de rastras mecánicas para mejorar la limpieza mecánica.
Cantidad de agua usada en el lavado	0.2 a 0.6 % del agua filtrada	1 a 4 a 6 % del agua filtrada
Tratamiento previo del agua	Generalmente ninguno	Coagulación, floculación y sedimentación
Tratamiento suplementario del agua	Cloración	Cloración

Fuente: Fair, *et al*; 1971.  
125 mgad=125 m por día

## 5. 6 Granulometría del filtro

Los ensayos de granulometría tienen por finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del medio filtrante de acuerdo a su tamaño.

Para definir las características de los medios de filtración se utilizan los conceptos de tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad.

### 5. 6.1 Tamaño efectivo y coeficiente de uniformidad de arena

Allen Hazen en 1892, desarrolló una metodología para caracterizar un empaque, estableció dos parámetros, el tamaño efectivo (TE) y el coeficiente de uniformidad (CU), mismos que son usados en la actualidad para describir básicamente al medio filtrante.

Se entiende por tamaño promedio del grano (medido como el claro en milímetros del tamiz que deja pasar el 10%, en peso, de las partículas y retiene el 90% restante), es decir, el que corresponde cuando el 90% de las partículas son mayores a ese tamaño.

El coeficiente de uniformidad es la relación entre el tamaño del tamiz que deja pasar el 60% de la muestra dividido entre el que sólo deja pasar el 10%.

Así para la determinación se requiere el análisis denominado granulometría, que emplea una serie de tamices por los cuales se pasa una cantidad conocida de empaque (Jiménez, 1995 ).

De acuerdo con la práctica americana, el coeficiente de uniformidad dado por la ecuación (5.1) debe estar comprendido entre 1.50 y 1.70; un tamaño efectivo dado por la ecuación (5.2) comprendido entre 0.40 y 0.70, con preferencia entre 0.45 y 0.55 mm. El tamaño del material de filtrado no debe exceder del 1% en 2 mm o menor de 0.3 mm.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots\dots\dots(5.1)$$

donde,

$C_u$  : Coeficiente de uniformidad (adimensional)

$D_{60}$  : Diámetro de la muestra que contiene partículas que son menores del 60% en peso del sedimento.

$D_{10}$  : Diámetro de la muestra que contiene partículas que son menores del 10% en peso del sedimento.

$$D_e = D_{10} \dots\dots\dots(5.2)$$

Cuando se lava el lecho filtrante con flujo ascendente, los granos más gruesos quedan en la parte inferior y los más finos en la superior. En arenas redondeadas la porosidad varía entre 40 y 44 % y en angulares de 42 a 46 % (Orta *et al.*, 1988).

### 5.6.2 Características de la grava como medio de soporte

La grava se coloca sobre el sistema de drenaje cuando éste lo requiere y tiene un doble propósito:

- a) Servir de soporte al lecho de arena durante la operación de filtrado para evitar que ésta se escape por los drenes.
- b) Distribuir uniformemente el agua de lavado.

Por lo general se colocan de 40 a 45 cm de grava de diferentes tamaños de mayor a menor según se muestra en la tabla 5. 6.2.1 ( CEPIS, 1981).

**Tabla 5. 6.2.1** Tamaños típicos de grava

LECHO	PROFUNDIDAD (cm)	TAMAÑOS (in)	
Fondo	15 a 12	2 - 1	2 ½ - 1 ½
Primero	7.5 a 7	1- ½	1 ½ - ¾
Segundo	7.5 a 7	½ - ¼	¾ - ½
Tercero	7.5 a 7	¼ - 1/8	½ - 3/16
Gravilla	7.5 a 7	1/8 - 1/12	3/16 - 3/32
Total	45 a 40		

La grava deberá ser dura, limpia de limo ó material orgánico, cantos rodados sin aristas vivas y con un peso específico no menor de 2,600 kg/ m<sup>3</sup>. La profundidad de cada lecho deberá ser como mínimo 5 cm. En cualquier lecho el tamaño mínimo de sus elementos no puede ser menor que el tamaño máximo de grava de la capa que va a quedar encima (CEPIS, 1981).

### 5. 6 .3 Determinación de la curva granulométrica

La determinación de la curva granulométrica es un análisis que se emplea no sólo en el tratamiento de agua sino, en general para caracterizar cualquier material granular como se requiere en mecánica de suelos, la industria de la construcción. El procedimiento consiste en (Jiménez, 1995):

- a) Colocar la muestra de arena, se recomienda de 100 a 1,000 g, en un juego de tamices estandarizados de tamaño consecutivo dispuestos en orden decreciente de apertura y efectuar un cribado intenso durante 5 minutos como mínimo en un agitador mecánico (Ro-tap). En la tabla 5. 6 .3 .1 se muestran los tamaños de tamices y su correspondiente apertura de malla.

Tabla 5. 6 .3 .1. Serie de tamices

NÚMERO DE SERIE	APERTURA (mm)
100	0.140
70	0.210
50	0.297
40	0.420
30	0.595
20	0.841
16	1.190
12	1.680
8	2.380
6	3.360
4	4.760
¼	6.360
3/8	9.510
½	12.70
¾	19.00
1	25.40

Fuente: Jiménez, 1995.

- b) Se pesa la arena retenida en cada malla y se calcula el porcentaje que representa del total de la muestra.
- c) Se suman los porcentajes anteriores en forma acumulativa para cada tamaño con objeto de obtener el porcentaje retenido acumulado en cada malla es decir, la fracción que es mayor que el tamaño de la apertura correspondiente y que por tanto no pasa a tamices menores.
- d) Se calcula la fracción del material que es mayor que el tamaño de la criba correspondiente, restándole al 100% cada uno de los valores anteriores.
- e) Se grafica en papel semilogarítmico la apertura de malla en milímetros contra el porcentaje que pasas acumulado y se obtiene la curva granulométrica.
- f) El valor del tamaño efectivo se obtiene leyendo el valor de la apertura para el 10% y representa el tamaño de la décima parte del material que pasa la criba y que determina la eficiencia de filtración.
- g) El valor del coeficiente de uniformidad se calcula dividiendo los tamaños correspondientes al 60 y 10 % de dicha curva (Jiménez, 1995).

## 5.7 Lavado del filtro

El lavado de los filtros consiste, convencionalmente, en hacer pasar agua a través del lecho filtrante, a una velocidad tal que los granos del medio filtrante se muevan y froten unos contra otros y se limpien de los depósitos formados sobre ellos (Romero, 1999).

La eficiencia de un filtro es función de las dos etapas de la filtración: la de ensuciamiento del medio y la de limpieza. La primera determina básicamente la calidad del efluente y la segunda, la cantidad de agua producida.

El lavado debe hacerse cada vez que la carga en el tanque de alimentación sea igual a la presión estática sobre el lecho más la pérdida de carga en un filtro por gravedad, o bien, cuando se llegue al  $\Delta P$  de bombeo establecido. En ambos casos, es también limitante la disminución en la calidad del filtrado.

Lo ideal es que el  $\Delta P_{\text{máx}}$  permisible y la perforación del filtro se den al mismo tiempo. Sin embargo, por cuestiones de seguridad, los filtros se diseñan y operan de forma que la  $\Delta P_{\text{máx}}$  se alcance antes de la perforación (Jiménez, 1995).

El lavado consiste en aplicar agua en sentido contrario al flujo de filtración, dicho lavado debe remover los flóculos superficiales y también los encontrados a lo largo de todo el lecho, ya que en la filtración de alta tasa existe una mejor distribución de los sólidos (Gregory, 1972; y Cleasby *et al.*, 1977).

El lavado consta de dos etapas (Arboleda y Cleasby, 1979, y Toregas, 1983):

- ✓ Separación de los sólidos del medio filtrante, de otros flóculos ó de ambos.
- ✓ Transporte de los sólidos hacia la canaleta de lavado.

Cuando se emplea solo agua para el lavado, ésta debe realizar las dos funciones y, si se combina con aire, el agua se emplea únicamente como transporte.

### 5. 7.1 Factores que influyen en la eficacia del lavado.

Los factores que afectan el lavado de un filtro se describen a continuación.

#### 5. 7.1.1 La abrasión como principal mecanismo de limpieza.

Las colisiones entre partículas son prácticamente inexistentes durante la fluidificación con agua y la experimentación prueba que éste fenómeno es el que más favorece la limpieza, cualquier mecanismo que las propicie generará un lavado más eficiente (Amirtharajah, 1978).

#### 5. 7.1.2 Duración del lavado

Durante el lavado, la turbiedad del agua que sale disminuye progresivamente. Un lavado completo implicaría la salida del agua sin turbiedad. Sin embargo, se considera que desde el punto de vista económico, una turbiedad de salida de 75 UTN es conveniente (Beaudry, 1984). Este lapso debe ser determinado experimentalmente, otra forma de verificar que el lavado ha sido efectuado es revisar la  $\Delta P$  inicial, esto es, la pérdida de carga.

#### 5. 7.1.3 Gradiente de velocidad

Generalmente los gradientes de velocidad producidos durante el lavado son bajos. Para arena gruesa, los gradientes de velocidad son de alrededor de  $400 \text{ s}^{-1}$  y para

arena fina, alrededor de  $300 \text{ s}^{-1}$ , mientras que para la antracita varían entre  $150$  y  $300 \text{ s}^{-1}$  (Jiménez, 1995).

#### 5. 7.1.4 Efecto de la temperatura

Aún cuando no se modifique el gradiente, se toma en cuenta la temperatura ya que para una expansión definida, la facilidad de los flóculos por salir difiere. Como la temperatura afecta la viscosidad del agua también afecta la expansión del lecho para una velocidad dada. Así cuando el agua es muy fría es necesario disminuir el gasto, mientras que con agua caliente es mayor la cantidad de agua empleada (Jiménez, 1995).

#### 5. 7.1.5 Adición de reactivos

La fuerza de adhesión, que de hecho también determina el rendimiento de limpieza, depende de la cantidad de reactivos que se hayan añadido al agua. Los reactivos tienen el efecto de disminuir el potencial Z, el cual mide la diferencia entre el potencial eléctrico de una solución y el de superficie de las partículas que la contienen, o en otras palabras, disminuye la estabilidad de cada una de las partículas en solución haciendo que las fuerzas de repulsión entre ellas disminuyan. La densidad de los aglomerados es función de la cantidad de sustancias químicas que se agregan y, en concentraciones iguales, un aglomerado de mayor tamaño contiene una mayor cantidad de agua, lo que disminuye su densidad y hace más fácil sacarlo durante el lavado (Jiménez, 1995).

### 5.7.2 Métodos de lavado de filtros profundos

Existen dos tipos básicos de lavado (Jiménez, 1995):

- ✓ Con agua
- ✓ Con agua y aire:
  - a) Lavado con agua y aire simultáneos
  - b) Lavado previo con aire

#### 5.7.2.1 Lavado con agua

El lavado con agua, se basa en que las tasas de agua empleada produce tanto la fluidificación del lecho como el arrastre de las partículas retenidas. Como proceso de limpieza se considera deficiente por la falta de abrasión entre los granos del medio, y por, ello, se prefiere el lavado con aire (Jiménez, 1995).

El procedimiento consiste en suministrar una cantidad de agua suficiente para producir una expansión entre  $20$  y  $50 \%$  (Cleasby *et al*, 1977), aunque los valores pueden oscilar desde  $16$  hasta  $75 \%$ . Si se tuviera una expansión óptima, resultaría que las velocidades deberían aumentar de  $80$  a  $100 \%$ , lo cual implicaría el requerimiento de una gran cantidad de agua. Por tanto se aconseja tener una

expansión inferior al 50%, aunque el filtro casi siempre queda sucio y se forman aglomerados difíciles de eliminar (Jiménez, 1995).

En cuanto a criterios de velocidad, el intervalo oscila entre 19 y 60 m/hr. Para medios filtrantes de tamaño efectivo entre 0.5 y 0.6 mm, la velocidad recomendada es de 33 a 55 m/h para conseguir la expansión necesaria. Después del lavado, la arena que inicialmente es homogénea en su masa, al constituir de nuevo el lecho, se encuentra clasificada hidráulicamente, con finos de 0.3 mm en la superficie y de granos de 0.9 mm en la parte baja de la capa. El lavado se realiza por espacio de 10 a 15 minutos (Jiménez, 1995).

#### **5.7.2.2 Lavado con agua - aire sin expansión, utilizados simultáneamente**

Un segundo método, consiste en utilizar un pequeño gasto de agua de retorno, insuficiente para provocar la expansión del material filtrante, y agitar éste al mismo tiempo mediante una inyección de aire comprimido.

Durante el lavado con agua y aire se presenta la fluidificación agregativa ó no homogénea; ésta ocurre cuando uno de los fluidos es un gas y se comporta como burbuja, atravesando el medio en forma independiente. Debido a la presencia del aire no se puede definir la interfase entre el lecho expandido y el agua en forma precisa, sino que se observa una interfase relativamente estable que es distorsionada por la salida de las burbujas de aire que arrastran consigo arena, deforman la superficie y llevan al empaque por alturas mucho mayores que las definidas por la expansión.

Puesto que no hay expansión del material filtrante la costra superficial se disgrega por el aire.

Este método de lavado se ha adoptado en varios países debido a su buen rendimiento. Consiste en introducir aire y agua al mismo tiempo; la velocidad del agua oscila entre 10 y 40 m/h y la del aire entre 20 y 146 m/h; la duración del lavado es variable entre 2 y 10 minutos, siendo la más usual de 3 a 5 min. En una segunda etapa del lavado, se introduce sólo agua con el objeto de sacar los sólidos desprendidos, así como las burbujas de aire atrapadas en el medio. De acuerdo con Amirtharajah (1978 y 1985), agua y aire simultáneamente con velocidades entre 54 y 90 m/h y 15 y 19.5 m/h respectivamente, proporcionan la mejor limpieza para sólidos, con una elevada fuerza de adhesión. Tanto el aire como el agua deben introducirse en forma progresiva hasta alcanzar la tasa deseada.

Durante la inyección de aire, puede variarse el gasto de agua de lavado, cuanto mayor sea éste gasto, más rápido y eficaz será el lavado. El valor máximo depende del material y de la tecnología del filtro.

En la tabla 5.7.2.2.1, se presentan velocidades para agua y aire recomendados para el lavado de filtros.

Tabla 5.7.2.2.1. Velocidades del agua y aire para el lavado de filtros.

LAVADO CON	VELOCIDAD (m/h)		TIEMPO (min)	
	INTERVALO	TIPICO	INTERVALO	TIPICO
Agua	10-40	15-19.5		
Aire	20-146	54-90		
Tiempo de lavado			2-10	3-5

Fuente: Adaptado de Jiménez, 1995.

### 5.7.2.3 Lavado con agua - aire, utilizados sucesivamente

Se procede a éste método de lavado cuando, por la naturaleza del material filtrante, no puede utilizarse aire y agua simultáneamente, sin riesgo de que el agua de lavado arrastre material al desagüe, es el caso de un lecho filtrante constituido por arena fina ó materiales de baja densidad (antracita, carbón activado).

En la primera fase de lavado, se utiliza solamente aire para que las impurezas retenidas se despeguen del material filtrante. En la segunda fase, se aplica un fuerte caudal de agua de retorno, que garantice la expansión del ó de los materiales faltantes y haga posible la extracción y evacuación de las impurezas desprendidas en la primera fase.

En el caso de impurezas pesadas ó especialmente difíciles de eliminar, puede repetirse varias veces ésta secuencia (lavado pulsado).

Para éste tipo de lavado se baja el nivel del agua del filtro unos centímetros por debajo del medio filtrante y se hace circular aire a presión, a una velocidad entre 15 y 90 m/h, éste proceso se realiza en un intervalo de tiempo entre 3 y 19 minutos, esto es para conseguir que los sólidos se aflojen, e introducir agua a una velocidad entre 12 y 55 m/h, con el objeto de expandir ligeramente el lecho y sacar los sólidos del filtro.

Un segundo método consiste en introducir agua hasta obtener una expansión del 10 al 15%. Posteriormente se inyecta aire a razón de 15 a 36 m/h, por un lapso de 2 a 3 min.; se suspende el flujo de aire y se aumenta la velocidad de agua hasta 36 ó 46 m/h. Una derivación del método anterior, que es especial para arena fina, consiste en bajar el nivel del agua a unos centímetros por debajo del nivel del agua a unos centímetros por debajo del nivel filtrante, e introducir aire entre 15 y 36 m/h durante 3 a 5 min., y posteriormente agua de 18 a 36 m/h, hasta que el agua alcance el nivel de las canaletas de lavado, momento en el cual se suspende la introducción de aire, para evitar la pérdida de arena.

En la tabla 5.7.2.3.1 se presentan valores de velocidad recomendados para el lavado con agua y aire sucesivamente.

**Tabla 5.7.2.3.1.** Valores de velocidad para el lavado de filtros con agua y aire sucesivamente.

LAVADO CON	VALOR DE VELOCIDAD PARA EL LAVADO DE FILTROS	
	INTERVALO	TÍPICO
Agua	12-55 m/h	12-18 m/h
Aire	15-90 m/h	15-30 m/h

Fuente: Adaptado de Jiménez, 1995.

### 5.7.3 Frecuencia de lavados

La frecuencia de los lavados depende de la naturaleza de agua a filtrar. En la práctica se toma como base la pérdida de carga y se procede al lavado cuando ésta alcanza la oclusión máxima.

Se fija una pérdida de carga máxima en función de calidad deseada, a condición de que ésta se mantenga dentro de los límites prescritos.

### 5.8 Filtros piloto

Los estudios que involucran el uso de filtros piloto pueden ser herramientas valiosas en muchas áreas del control y diseño de plantas de tratamiento.

Muchas regulaciones estrictas acerca de la turbiedad incrementa la importancia del pretratamiento (coagulación- floculación-sedimentación) para la optimación del funcionamiento de un filtro. La coagulación-floculación son los pasos cruciales para la operación exitosa de los procesos de clarificación y filtración.

El comportamiento de un filtro piloto puede usarse para evaluar la conveniencia de una alternativa de pretratamiento y para optimar el pretratamiento. Las pruebas de jarras son adecuadas para encontrar las dosis alternativas del coagulante, pero no modelan adecuadamente la filtrabilidad. Además las pruebas de jarras se llevan acabo en lotes y no modelan adecuadamente los efectos de dinámica hidráulica en el desarrollo del tratamiento. Los filtros piloto, sin embargo, son operados en forma continua y si se operan y diseñan apropiadamente pueden modelar a gran escala la respuesta del filtro para variar las condiciones del pretratamiento. El efluente y pérdida de carga en un filtro piloto responde rápidamente y fácilmente a cambios en las condiciones de pretratamiento, como son la dosis de coagulante, punto de adición del coagulante, adición de ayuda de coagulante, velocidad de agitación del mezclado rápido, velocidad de agitación en la floculación. Los filtros piloto pueden ser usados antes del diseño para seleccionar criterios de diseño del pretratamiento y se puede utilizar en plantas existentes para ayudar a optimar funcionamiento del tratamiento (AWWA, 1992).

La naturaleza de las partículas provenientes del pretratamiento a los filtros (por ejemplo, tamaño, resistencia al corte, carga) determina el funcionamiento del proceso de la filtración. Los filtros piloto pueden servir como una herramienta relativamente simple para controlar el proceso de la coagulación y de tal modo maximizan la eficiencia del proceso de la filtración (AWWA, 1992).

### 5.8.1 Determinación del tamaño del filtro

El diámetro o sección transversal de un filtro piloto dependerá de la aplicación que se desee. El acercamiento más seguro es determinar el diámetro de la columna del mínimo que es apropiado para la intención de su uso.

El diámetro mínimo de un filtro es determinado por el tamaño del medio con el que será empacado. El diámetro de un filtro piloto debe ser aproximadamente 50 veces el diámetro del medio que será utilizado (AWWA, 1992).

### 5.8.2 Longitud de la columna

La longitud del filtro dependerá de los siguientes aspectos:

- ✓ Profundidad del medio
- ✓ Diseño de bajo dren
- ✓ Soporte del medio
- ✓ Bordo libre

La profundidad del medio, el diseño del bajo dren y el bordo libre son normalmente consideraciones de diseño directas. Sin embargo, la profundidad requerida para soportar una presión diferencial y el soporte del medio dependen de los objetivos del estudio y de las limitaciones de la instalación del filtro.

Idealmente, un filtro piloto debe ser diseñado para operar por gravedad. Este acercamiento del diseño requiere que la columna del filtro sea de 1.8 a 3 metros más alto que la altura del medio.

La profundidad del medio no está considerada como un aspecto crítico en el diseño de filtros piloto.

Los filtros piloto, generalmente se construyen de metal, vidrio o plástico. Los materiales más comunes son el PVC transparente y acrílico. El PVC tiene la ventaja de ser fácilmente manejable, el acrílico proporciona un material más claro para visión el proceso de la filtración.

Existen varios casos donde los objetivos determinan el tipo de material a usar. La tubería puede consistir de metal, PVC, teflón y plástico, normalmente se utiliza una combinación de tubería de PVC y plástico flexible (AWWA, 1992).

*Capítulo 6.*  
*Metodología*

## **6. METODOLOGÍA**

En éste capítulo se describe la forma en la que se llevó a cabo el presente trabajo tanto, en forma experimental, como la recopilación de información por medio de aplicación de cuestionarios durante las diferentes visitas a la Planta Potabilizadora "Los Berros" e investigación en algunas de las dependencias de la Comisión Nacional del Agua.

### **6.1 Localización y descripción del sitio**

Se realizaron una serie de siete visitas a la Planta Potabilizadora de "Los Berros" del mes de octubre del 2001 al mes de febrero del 2002 para observar las condiciones actuales de operación, así como para identificar los procesos que afectan los costos de operación y mantenimiento.

#### **6.1.1 Datos recopilados durante las visitas realizadas a la Planta Potabilizadora**

Durante las visitas realizadas a la Planta Potabilizadora de "Los Berros" se aplicó un cuestionario con el fin de obtener información referente a cada operación de la planta Potabilizadora de "Los Berros". Estos datos se encuentran reportados en el capítulo de resultados.

### **6.2 Recopilación de información histórica de la calidad del agua**

La obtención de datos históricos se realizó con el fin de situar los diferentes cambios que ha tenido la calidad de agua que es tratada en la planta, así como la calidad de ésta una vez realizado el proceso de potabilización.

Esta recopilación se llevó a cabo por medio de la consulta a la Comisión Nacional del Agua (CNA), la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), artículos, proyectos, tesis; siendo la única fuente que produjo resultados la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México (GRAVAMEX), la cual es dependencia de la Comisión Nacional del Agua, dicha dependencia fue la que proporcionó los datos históricos de los años de 1998, 1999 y 2000. El análisis de éstos datos se encuentra en el capítulo siete y los resultados en extenso se pueden consultar en el Anexo A.

### **6.3. Metodología experimental**

Este trabajo se realizó con el agua proveniente del modulo "C" de la planta Potabilizadora de "Los Berros".

La parte experimental se llevó a cabo de la siguiente manera:

### 6.3.1. Muestras durante los meses de octubre, noviembre, enero y febrero

Estos muestreos se llevaron a cabo los días 16 y 30 de octubre del 2001, 13 y 27 de noviembre del 2001, 30 de enero del 2002 y 20 de febrero del 2002; los cuales incluyeron cada uno de los procesos involucrados en la planta potabilizadora como son tanque de recepción de aguas crudas, canal Parshall, sedimentación, filtración y tanque de sumergencia. Se tomaron muestras de 25 litros preservándolas a 4°C y para la determinación de dureza, llevándolas a pH = 4 con ácido nítrico.

### 6.3.2. Determinación de parámetros fisicoquímicos al agua cruda

Los parámetros fisicoquímicos analizados a las muestras de agua cruda en campo fueron, temperatura, turbiedad, sólidos disueltos totales, pH y conductividad, por su parte en el laboratorio se determinaron alcalinidad, dureza, acidez, sólidos suspendidos totales, sólidos suspendidos fijos, sólidos suspendidos volátiles y DQO.

### 6.3.3. Tratamiento

El tratamiento se llevó a cabo bajo las siguientes etapas:

- a) Evaluación de dosis de sulfato de aluminio,  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$  y concentración de sólidos suspendidos en agua, medidos como turbiedad en UTN, esto se llevó a cabo utilizando cinco niveles de dosis y cinco niveles de concentración de sólidos.
- b) Evaluación del efecto del cloro sobre la operación de coagulación-floculación
- c) Evaluación de dosis de sulfato de aluminio,  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ , pH y concentración de sólidos, esto se llevó a cabo utilizando cuatro niveles de dosis, cinco niveles de pH y cuatro niveles de concentración de sólidos.
- d) Determinación de las dimensiones del filtro piloto, así como la granulometría del empaque utilizado.  
La arena utilizada en el filtro, es del mismo tipo que es utilizado en la planta potabilizadora, a la cual se le hizo un estudio de granulometría para determinar su coeficiente de uniformidad y tamaño efectivo, los cuales determinaron el tamaño del filtro.
- e) Cálculo del tiempo de saturación del filtro.

### 6.4. Pruebas de coagulación - floculación

Para la realización de las pruebas de laboratorio para el agua en estudio, se varió la concentración de sólidos medida como turbiedad de del influente

Las diferentes calidades de agua se obtuvieron concentrando el agua y diluyendo, esto se logró por medio de centrifugación con lo cual el sobrenadante nos proporcionó una calidad baja y con el sedimento se concentró el agua, obteniendo así los cuatro niveles de calidad de agua, medida ésta como turbiedad y sólidos suspendidos totales.

### 6.4.1 Diseño de experimentos

Debido a que en el presente trabajo pretende evaluar la interacción entre las variables pH, dosis de coagulante y la concentración de sólidos para poder encontrar su efecto en los costos de tratamiento del agua de la planta potabilizadora de "Los Berros", se ha elegido un diseño de experimentos factorial. Los diseños factoriales se caracterizan porque pretenden probar los efectos de varios factores a diferentes niveles e interacciones entre ellos simultáneamente.

Se aplicó el diseño de experimentos en dos primeras etapas del tratamiento descrito en el punto 6.3.3, la primera consistió en determinar sólo el efecto de la dosis de coagulante ( $Al_2(SO_4)_3$ ) y en una segunda etapa se determinaron las interacciones entre la dosis de coagulante el pH y la calidad del agua teniendo como unidades experimentales las pruebas de jarras.

Este diseño sólo se aplicó en el proceso de coagulación-floculación ya que el proceso de filtración fue evaluado por medio de estimaciones para determinar el tiempo entre retrolavados.

#### 6.4.1.1 Coagulación- floculación variando dosis de coagulante y calidad del influente

Las variables en ésta parte fueron la dosis de coagulante y calidad del influente, medida como turbiedad, las cuales variaron en cinco niveles como se muestra a continuación.

Dosis de coagulante ( $mg Al_2(SO_4)_3 / L$ ): 10,15,20,25 y 30

Calidad del influente, medida como turbiedad (UTN): 8,12, 16, 20 y 25

DOSIS DE COAGULANTE ( $mg Al_2(SO_4)_3 / L$ )		10	15	20	25	30
TURBIEDAD INICIAL (UTN)	8					
	12					
	16					
	20					
	25					

### 6.4.1.2 Coagulación - floculación variando dosis de coagulante, pH y calidad del influente

Las variables en ésta parte serán la dosis de coagulante, pH y calidad del influente las cuales varían en cuatro, cinco y cuatro niveles respectivamente.

Dosis de coagulante ( $\text{mg Al}_2(\text{SO}_4)_3 / \text{L}$ ): 10,15, 20,25 y 30

Calidad del influente, medida como turbiedad (UTN): 7, 14, 27 y 37

pH: 6,7,8,9 y 10

DOSIS DE COAGULANTE ( $\text{mg Al}_2(\text{SO}_4)_3 / \text{L}$ )	pH					TURBIEDAD INICIAL (UTN)
	6	7	8	9	10	
10						7
15						
20						
25						
10						14
15						
20						
25						
10						27
15						
20						
25						
10						37
15						
20						
25						

### 6.4.2 Procedimiento experimental

Las pruebas de coagulación-floculación se llevaron a cabo en un equipo de prueba de jarras (Phipps and Bird), las muestras de las diferentes calidades de agua fueron vertidas en vasos precipitados de 1000 mL y se aplicaron las dosis de sulfato de aluminio correspondientes según el diseño de experimentos para el caso de la interacción dosis -calidad- pH, la cantidad de agua utilizada fue de 600 mL, esto debido a que se presentó la limitante de la cantidad de agua, pero en el caso de dosis- calidad la cantidad de agua si fue de 1000 mL.

Para obtener el valor de pH deseado, se utilizó una solución de hidróxido de calcio para ajustar a valores de pH superiores de siete y una solución de ácido sulfúrico en el caso donde se requería un valor de pH menor de siete.

La coagulación se llevó a cabo de la siguiente manera, mezcla rápida a 100 rpm durante un minuto, seguida de agitación a 30 rpm durante cinco minutos y posteriormente una agitación a 20 rpm durante diez minutos para finalizar con 20 minutos de sedimentación.

Los parámetros de control determinados fueron, turbiedad, sólidos suspendidos totales y volumen de lodos.

### **6.4.3 Filtración**

De acuerdo con los resultados de las pruebas de coagulación floculación y después de aplicarles un análisis estadístico, la mejor dosis fue de 10 mg/L y el pH óptimo de 10 unidades de pH. Por lo que se procedió a obtener efluente con éstas características para llevar a cabo la filtración.

La filtración se llevó a cabo en un filtro piloto construido de acrílico y empacado con arena cuyo tamaño efectivo es de 0.71mm y coeficiente de uniformidad de 1.28. Según el criterio para construir un filtro piloto el diámetro debe ser mínimo 50 veces el tamaño efectivo por lo cual necesitábamos un filtro de 3.55 mm de diámetro y se utilizó uno de 4.3 cm de diámetro, con una altura de empaque de 50 cm y 5 cm de gravilla como soporte.

Debido a que la cantidad de agua obtenida con las dosis y pH óptimos no fue suficiente para determinar las corridas de filtración hasta lograr la saturación del filtro piloto, la determinación del tiempo entre retrolavado se realizó por medio de una estimación matemática.

### **6.5 Análisis de los parámetros fisicoquímicos al final del tratamiento**

Los parámetros fisicoquímicos analizados al agua con las diferentes turbiedades, después del tratamiento fueron turbiedad, sólidos suspendidos totales y pH final.

Los análisis de los parámetros fisicoquímicos se llevaron a cabo en las instalaciones de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, de acuerdo con las técnicas analíticas estipuladas por los métodos normalizados para agua.

En la tabla 6.5.1, se enlistan los parámetros fisicoquímicos determinados tanto para el agua cruda como para el agua tratada.

**Tabla 6.5.1.** Parámetros fisicoquímicos determinados tanto al agua cruda como tratada.

PARÁMETRO	UNIDAD	MÉTODO DE DETERMINACIÓN
pH		Potenciométrico. Potenciómetro de pluma, marca HANNA Potenciómetro marca Conductronic pH20
Conductividad	mS/cm	Instrumental Conductímetro /medidor de sólidos disueltos totales tipo pluma, marca HANNA
Demanda química de oxígeno	mg/L	Colorimétrico, método 5220 D, APHA, 1995 . Digestor para DQO, COD Reactor HACH, 110 °C-1550°C Espectrofotómetro HACH DR /2000
Turbiedad	UTN	Nefelométrico , Turbidímetro marca YSI Espectrofotómetro HACH DR /2000
Sólidos disueltos totales	mg/L	Conductímetro /medidor de sólidos disueltos totales tipo pluma, marca HANNA
Temperatura	°C	Termómetro (0 a 50 °C)
SST	mg/L	Gravimétrico, método 2540 C , APHA, 1995. Estufa THELCO Modelo 15, Presicion Scientific Mufla Lindberg, 20 AMPS, Modelo 51894, 2950 watts, 220 volts, 40 Hz. Bomba de vacío, Thomas Industries, INC, Pistón Compressor, Modelo 607CA22699, 115 volts, 60 Hz, 3.5 Amps.
SSF	mg/L	Gravimétrico, método 2540 E, APHA, 1995. Estufa THELCO Modelo 15, Presicion Scientific Mufla Lindberg, 20 AMPS, Modelo 51894, 2950 watts, 220 volts, 40 Hz.
SSV	mg/L	Gravimétrico, método 2540 E, APHA, 1995. Estufa THELCO Modelo 15, Presicion Scientific Mufla Lindberg, 20 AMPS, Modelo 51894, 2950 watts, 220 volts, 40 Hz.
Acidez	mg/L	Volumétrico, método 2310 B, APHA, 1995.
Dureza de calcio	mg/L	Volumétrico, método 2340 C, APHA, 1995.
Alcalinidad	mg/L	Volumétrico, método 2320 B, APHA, 1995.

*Capítulo 7.*

*Resultados*

## 7. RESULTADOS

En éste capítulo se presentan los resultados tanto de campo como experimentales y los datos obtenidos a partir de los cuestionarios aplicados en La Planta Potabilizadora de “Los Berros”.

### 7.1 Resultados de cuestionario aplicado para información relativa a la operación de la Planta Potabilizadora de “Los Berros”.

A continuación se presentan los datos recopilados por medio de la aplicación de cuestionario.

En las tablas 7.1 a 7.5, se presentan los datos que fueron recopilados durante las visitas realizadas a la planta potabilizadora “Los Berros”, de cada una de las operaciones unitarias involucradas.

**Tabla 7.1.** Datos referentes a la operación de precloración de la planta potabilizadora “Los Berros”.

PRECLORACIÓN	
Reactivo	Cloro
Estado	Se aplica como una mezcla gas-líquido
Tiempo de contacto	8 horas
Localización de la desinfección	Al inicio del tren de tratamiento
Propósito de la desinfección	Eliminación de algas y bacterias
Inyección del cloro (equipo)	Por medio de un canal Parshall
Dosis de cloro	3.5 ppm en época de lluvias, 1.5 ppm en época de estiaje
Parámetros de control	Cloro residual
Almacenamiento del cloro	En tanques, actualmente tienen 8 en servicio
Cantidad de cloro usada	3 ton / día

**Tabla 7.2.** Datos referentes a la operación de coagulación de la planta potabilizadora "Los Berros".

COAGULACIÓN	
Reactivo	$Al_2(SO_4)_3$
Estado (presentación)	Solución al 45 %
Dosis de coagulante	Solución al 5%, 20 mg/L
Tiempo de contacto	1-2 minutos
Almacenamiento	Se realiza en los edificios 1 y 2 de la Planta Potabilizadora de los Berros, en donde cuentan con 9 tanques de 45-50 TON
Parámetros de control	Color, turbiedad
Dosificación	Canal Parsahl
pH entrada	7.4
pH salida	7.2
Dureza total	150 mg/L
Dureza de calcio	80 mg/L
Número de canales de distribución	1 en cada módulo

**Tabla 7.3.** Datos referentes a la operación de floculación de la planta potabilizadora "Los Berros".

FLOCULACIÓN	
Tipo de equipo de agitación	Mecánico: paletas y mamparas
Tiempo de contacto	25 minutos
Motores	1 de 200 HP 1 de 100 HP, 35 RPM
Número de unidades de floculación	4 por módulo

**Tabla 7.4.** Datos referentes a la operación de sedimentación de la planta potabilizadora "Los Berros".

SEDIMENTACIÓN	
Tipo de sedimentador	Sedimentador de placas paralelas 60 % de inclinación
Tiempo de sedimentación	15 minutos
Recolección de lodos	Se realiza por medio de un barrido a lo largo del sedimentador y se recolectan los lodos por la parte lateral
Parámetros de control	Color, turbiedad, dureza total y cálcica, cloro residual
Por ciento de recuperación de agua de los lodos	80 % se recupera, el 20 % restante contiene 15 % agua y 5 % de lodos
Lodos obtenidos	200-300 m <sup>3</sup> /s
Número de unidades de sedimentación	4 por módulo

**Tabla 7.5.** Datos referentes a la operación de filtración de la planta potabilizadora "Los Berros".

FILTRACIÓN	
Area de sistema de filtración	211 m <sup>3</sup>
Carga hidráulica	4 m
Tipo de empaque	Arena soportada en grava
Perdida de carga	No tienen un valor establecido
Valor de turbiedad p/ retrolavado	Solo es observación visual
Vol. de retrolavado	Depende de la calidad del agua
Velocidad de filtración	11 m/s
Profundidad del lecho filtrante	Arena: 1.20 m Grava: 20 cm
Tiempo entre limpiezas	12 horas
Tamaño de las partículas del material filtrante	Te: 0.4 - 0.8 Cu: 1.6
Número de unidades de filtración	8 por módulo
Alimentación del aire para retrolavado	Compresor de 100 HP
Tiempo de inyección de aire para retrolavado	3 minutos de aire 3 minutos de aire-agua
Sistema de difusión del aire	Espreas tipo Degrémont
Distancia entre difusores	20 cm

## 7.2 Datos históricos recopilados durante el período de 1998-2000

En éste apartado se muestra el análisis realizado a los datos históricos que se lograron obtener con la finalidad de tener antecedente de la calidad del agua del Sistema Cutzamala, éstos datos se consiguieron a través de la Subgerencia de Estudios de Calidad del Agua e Impacto Ambiental de la Comisión Nacional del Agua, y sólo se tuvo acceso a la información de los años 1998, 1999 y 2000.

De los tres años de información obtenidos se puede mencionar lo siguiente:

Las presas que involucran el estudio de la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México fueron las de Valle de Bravo, Villa Victoria, Chilesdo, El Bosque, La Planta Potabilizadora "Los Berros" y el Vaso regulador de Colorines para el año de 1998; la Presa de Valle de Bravo, la Presa Villa Victoria y la Potabilizadora de "Los Berros" para el año 1999; la Presa Valle de Bravo, la presa Villa Victoria y la Planta Potabilizadora de "Los Berros" para el año 2000.

De éstos datos recopilados sólo se presentan los parámetros como pH, color, turbiedad, dureza total, sólidos disueltos totales, nitritos, nitrógeno amoniacal y nitratos para agua potable, se agrega oxígeno disuelto para fuentes de abastecimiento, cabe mencionar que no a todos los puntos de muestreo se realizaron todas las determinaciones.

De los valores proporcionados por la Subgerencia de Estudios de Calidad del Agua e Impacto Ambiental de la Comisión Nacional del Agua, se pudo plantear el intervalo en de las diferentes calidades de agua medidas como turbiedad que servirían para preparar las series de experimentos con diferentes calidades de agua, encontramos que el valor más alto de turbiedad fue de 70 UTN y la menor de 0.9 UTN, por limitaciones técnicas nuestro intervalo de estudio se estableció entre 6 y 35 UTN.

Aunque la mayoría de los parámetros se encuentran dentro de los límites establecidos tanto por los Criterios ecológicos de calidad del agua, CE-CCA-001/89 y la NOM-127-SSA1-1994, podemos observar que parámetros como la turbiedad y los sólidos en algunos casos en época de estiaje y lluvia los valores aumentan respecto a los demás del año, lo que nos hace suponer que éstas épocas son las críticas, ya que en época de estiaje los niveles de las presas bajan y los sedimentos de las mismas aumenta lo que provoca un aumento en los sólidos y la turbiedad presentes en el agua; y en época de lluvia podemos explicar el fenómeno de aumento de la turbiedad y sólidos por el arrastre del agua a través del trayecto de captación hasta el embalse.

Los datos históricos resumidos se presentan en el Anexo A.

### 7.3 Resultados de muestreos realizados

A continuación se presentan en las tablas 7.3.1 a 7.3.5, los resultados de los parámetros determinados experimentalmente tanto en campo como en laboratorio de los diferentes muestreos realizados.

**Tabla 7.3.1.** Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 16 de octubre de 2001.

Primer muestreo realizado el 16 de octubre de 2001												
PROCESO	TURBIEDAD (UTN)	SDT (mg/L)	pH	TEMPERATURA (°C)	CONDUCTIVIDAD (μS/cm)	DQO (mg/L)	SOLIDOS			DUREZA DE CALCIO (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ACIDEZ TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ALCALINIDAD TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)
							SST (mg/L)	SSF (mg/L)	SSV (mg/L)			
Tanque de Recepción de Aguas crudas	33	87	8.0	21.0	N.E	43.68	66.00	36.00	30.00	N.E	1100	1600
Sedimentación	6	95	7.0	21.0	N.E	32.99	Menor a 1	N.E	N.E	N.E	400	600
Filtración	4	96	7.1	20.5	N.E	38.33	Menor a 1	N.E	N.E	N.E	1000	1100
Tanque de sumergencia	5	95	7.0	19.0	N.E	27.64	Menor a 1	N.E	N.E	N.E	1000	1400

N.D.: No detectado

N.E.: No efectuado

Los valores de los sólidos suspendidos totales para sedimentación, filtración y tanque de sumergencia, se obtuvieron a partir de la correlación entre turbiedad y sólidos suspendidos totales, los datos y gráfica se presentan en el Anexo C.

**Tabla 7.3.2.** Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 30 de octubre de 2001.

Segundo muestreo realizado el 30 de octubre de 2001												
PROCESO	TURBIEDAD (UTN)	SDT (mg/L)	pH	TEMPERATURA (°C)	CONDUCTIVIDAD (μS/cm)	DQO (mg/L)	SOLIDOS			DUREZA DE CALCIO (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ACIDEZ TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ALCALINIDAD TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)
							SST (mg/L)	SSF (mg/L)	SSV (mg/L)			
Tanque de recepción de aguas crudas	25	85	8.1	18.00	1284	51.70	24.00	16.00	8.00	1.56	600	1100
Sedimentación	2	84	6.8	18.5	130	32.99	Menor a 1	N.E	N.E	1.64	1000	1000
Filtración	3	81	6.5	18.00	360	30.31	Menor a 1	N.E	N.E	0.52	1300	950
Tanque de sumergencia	3	89	6.4	18.00	370	30.31	Menor a 1	N.E	N.E	2.40	1150	950

N.E.: No efectuado

Los valores de los sólidos suspendidos totales para sedimentación, filtración y tanque de sumergencia, se obtuvieron a partir de la correlación entre turbiedad y sólidos suspendidos totales, los datos y gráfica se presentan en el Anexo C.

**Tabla 7.3.3.** Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 13 de noviembre de 2001.

Tercer muestreo realizado el 13 de noviembre de 2001												
PROCESO	TURBIEDAD (UTN)	SDT (mg/L)	pH	TEMPERATURA (°C)	CONDUCTIVIDAD (μS/cm)	DQO (mg/L)	SOLIDOS			DUREZA DE CALCIO (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ACIDEZ TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ALCALINIDAD TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)
							SST (mg/L)	SSF (mg/L)	SSV (mg/L)			
Tanque de recepción de aguas crudas	17	85	6.2	19	108	27.64	72.00	52.00	20.00	N.D	1350	1250
Sedimentación	0	105	6.4	19	60	32.99	Menor a 1	N.E	N.E	0.92	1250	1100
Filtración	2	105	6.2	20	60	35.66	Menor a 1	N.E	N.E	1.12	950	1000
Tanque de sumergencia	1	107	6.3	19	20	22.30	Menor a 1	N.E	N.E	1.16	1050	1000

N.D.: No detectado

N.E.: No efectuado

Los valores de los sólidos suspendidos totales para sedimentación, filtración y tanque de sumergencia, se obtuvieron a partir de la correlación entre turbiedad y sólidos suspendidos totales, los datos y gráfica se presentan en el Anexo C.

**Tabla 7.3.4.** Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 27 de noviembre de 2001.

Cuarto muestreo realizado el 27 de noviembre de 2001												
PROCESO	TURBIEDAD (UTN)	SDT (mg/L)	pH	TEMPERATURA (°C)	CONDUCTIVIDAD (µS/cm)	DQO (mg/L)	SOLIDOS			DUREZA DE CALCIO (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ACIDEZ TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ALCALINIDAD TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)
							SST (mg/L)	SSF (mg/L)	SSV (mg/L)			
Tanque de recepción de aguas crudas	18	98	7.7	17	1000	38.33	116.66	33.33	83.33	0.64	450	925
Sedimentación	0	117	7.3	17	20	8.93	Menor a 1	N.E	N.E	0.80	750	750
Filtración	4	102	7.1	17	100	59.72	Menor a 1	N.E	N.E	0.64	900	800
Tanque de sumergencia	2	259	8.3	17	200	14.28	Menor a 1	N.E	N.E	1.28	700	N.D

N.D.: No detectado

N.E.: No efectuado

Los valores de los sólidos suspendidos totales para sedimentación, filtración y tanque de sumergencia, se obtuvieron a partir de la correlación entre turbiedad y sólidos suspendidos totales, los datos y gráfica se presentan en el Anexo C.

**Tabla 7.3.5.** Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 30 de enero de 2002.

Quinto muestreo realizado el 30 de enero de 2002												
PROCESO	TURBIEDAD (UTN)	SDT (mg/L)	pH	TEMPERATURA (°C)	CONDUCTIVIDAD (μS/cm)	DQO (mg/L)	SOLIDOS			DUREZA DE CALCIO (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ACIDEZ TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ALCALINIDAD TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)
							SST (mg/L)	SSF (mg/L)	SSV (mg/L)			
Tanque de recepción de aguas crudas	14	N.E	7.5	18	140	8.93	18.26	N.E	N.E	58	240	1120
Sedimentación	3	N.E	6.9	18	N.E	6.26	Menor a 1	N.E	N.E	64	600	1100
Filtración	3.5	N.E	6.5	18	N.E	8.93	Menor a 1	N.E	N.E	68	800	1000
Tanque de sumergencia	3	N.E	5.9	18	N.E	14.28	Menor a 1	N.E	N.E	56	500	1000

N.E.: No efectuado

Los valores de los sólidos suspendidos totales para tanque de recepción de aguas crudas, sedimentación, filtración y tanque de sumergencia, se obtuvieron a partir de la correlación entre turbiedad y sólidos suspendidos totales, los datos y gráfica se presentan en el Anexo C.

**Tabla 7.3.6.** Parámetros fisicoquímicos determinados en campo y laboratorio para el muestreo del día 20 de febrero de 2002.

Sexto muestreo realizado el 20 de febrero de 2002												
PROCESO	TURBIEDAD (UTN)	SDT (mg/L)	pH	TEMPERATURA (°C)	CONDUCTIVIDAD (µS/cm)	DQO (mg/L)	SOLIDOS			DUREZA DE CALCIO (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ACIDEZ TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)	ALCALINIDAD TOTAL (mg CaCO <sub>3</sub> /L)
							SST (mg/L)	SSF (mg/L)	SSV (mg/L)			
Tanque de recepción de aguas crudas	13	N.E	7.1	18	N.E	5.01	15.81	N.E	N.E	60	700	1900
Sedimentación	4	N.E	6.5	18	N.E	N.D	Menor a 1	N.E	N.E	60	1200	1600
Filtración	4	N.E	6.5	18	N.E	N.D	Menor a 1	N.E	N.E	60	800	1600
Tanque de sumergencia	4	N.E	6.5	18	N.E	1.44	Menor a 1	N.E	N.E	64	500	1500

N D : No detectado

N.E.: No efectuado

Los valores de los sólidos suspendidos totales para tanque de recepción de aguas crudas, sedimentación, filtración y tanque de sumergencia, se obtuvieron a partir de la correlación entre turbiedad y sólidos suspendidos totales, los datos y gráfica se presentan en el Anexo C.

En la tabla 7.3.7 se presentan los parámetros determinados para las diferentes calidades de agua medida como turbiedad.

**Tabla 7.3.7.** Parámetros determinados en laboratorio para agua con diferente calidad.

PARAMETRO	VALOR			
	6	10	27	37
Turbiedad (UTN)	6	10	27	37
pH (Unidades de pH)	8.19	7.6	7.96	7.73
SST (mg/L)	Menor a 1	8.44	50.19	74.74
Acidez total (mg/L)	400	1000	400	400
Alcalinidad total(mg/L)	1200	1000	1000	1200

#### 7.4 Resultados experimentales

A continuación se presentan los datos experimentales de las dos etapas de tratamiento.

##### 7.4.1. Resultados para coagulación floculación con la variación de dosis de coagulante y turbiedad inicial

En éste apartado se presentan los resultados de la primera parte del tratamiento que consistió en variar la dosis de coagulante y la calidad del agua medida como turbiedad, también se presenta como variable de respuesta la cantidad de lodos generados, ya que éste fue un parámetro representativo a lo largo del desarrollo de la parte experimental.

En la tabla 7.4.1.1, se presentan los resultados para la primera parte de las pruebas de coagulación-floculación para los diferentes valores de calidad de agua y dosis de coagulante.

Tabla 7.4.1.1. Resultados de la variación de la turbiedad inicial y la dosis de coagulante; variables de respuesta: turbiedad final, volumen de lodos y sólidos suspendidos totales.

TURBIEDAD INICIAL (UTN)	DOSIS DE COAGULANTE ( $Al_2(SO_4)_3$ )				
	10	15	20	25	30
	TURBIEDAD FINAL (UTN)				
8	4	1	6	5	8
12	4	5	8	5	7
16	5	1	2	4	7
20	3	3	8	4	7
25	7	5	2	4	2
	VOL. DE LODOS (mL/L)				
8	43	43	52	62	54
12	59	65	40	66	40
16	32	41	58	36	40
20	56	46	62	51	48
25	55	54	52	47	41
	SST (mg/L)				
8	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1
12	Menor a 1	Menor a 1	3.53	Menor a 1	Menor a 1
16	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	1.08
20	Menor a 1	Menor a 1	3.53	Menor a 1	1.08
25	1.08	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1

#### 7.4.2 Efecto de la precloración sobre el proceso de coagulación-floculación

Para determinar si el efecto de la precloración sobre el proceso de coagulación -floculación junto con el de filtración, era significativo, se desarrollaron pruebas para tal efecto.

Las pruebas consistieron en preclorar el agua con una dosis constante de cloro de 1.5 mg/L, para continuar con la adición de diferentes dosis de coagulante ( $Al_2(SO_4)_3$ ), determinándose como variables de respuesta la turbiedad, los sólidos suspendidos totales y el volumen de lodos generados.

De aquí que se encontró que la adición de cloro no es un factor determinante para el buen desarrollo del proceso de coagulación -floculación y en consecuencia sobre el proceso de filtración.

En la tabla 7.4.2.1 se presentan los resultados para determinar el efecto del cloro sobre la coagulación-floculación.

**Tabla 7.4.2.1.** Efecto de la precloración sobre el proceso de coagulación-floculación.

TURBIEDAD INICIAL (UTN)	DOSIS DE $Al_2(SO_4)_3$ (mg/L)	DOSIS DE CLORO (mg/L)	TURBIEDAD FINAL (UTN)	SST (mg/L)	VOL. DE LODOS (mL/L)
14	10	1.5	2.5	Menor a 1	20
14	15	1.5	5.0	Menor a 1	28
14	20	1.5	3.5	Menor a 1	41
14	25	1.5	2.5	Menor a 1	48
14	30	1.5	5.0	Menor a 1	36

### 7.4.3. Resultados para coagulación floculación con la variación de dosis de coagulante, turbiedad inicial y pH

A continuación se presentan los resultados de la variación de la dosis de coagulante, el pH y la calidad inicial del agua medida como turbiedad y presentándose como variable de respuesta la cantidad de lodos generados.

En la tabla 7.4.3.1, se presentan los resultados de las pruebas de coagulación-floculación para los diferentes valores de turbiedad inicial del agua, dosis de coagulante y pH, reportándose como variable de respuesta la turbiedad final.

Tabla 7.4.3.1. Resultados de la variación de la dosis de coagulante, pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, turbiedad final (UTN).

pH	DOSIS DE COAGULANTE (mg/L Al <sub>2</sub> (SO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> )				TURBIEDAD INICIAL (UTN)
	10	15	20	25	
6	8	10	1	14	14
7	6	6	3	8	
8	5	7	4	6	
9	4	3	4	4	
10	3	3	4	5	
6	6	8	4	2	7
7	1	1	2	3	
8	0	3	4	2	
9	1	1	1	1	
10	1	1	1	1	
6	5	6	3	4	27
7	5	2	7	3	
8	6	7	4	7	
9	6	3	6	8	
10	4	4	3	3	
6	3	3	8	12	37
7	4	6	2	4	
8	2	1	3	2	
9	6	5	3	2	
10	4	2	7	5	

En la tabla 7.4.3.2, se presentan los resultados de las pruebas de coagulación-floculación para los diferentes valores de turbiedad inicial de agua, dosis de coagulante y pH, reportándose como variable de respuesta el volumen de lodos generados.

**Tabla 7.4.3.2.** Resultados de la variación de la dosis de coagulante, pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, el volumen de lodos generados (mL/L).

<i>pH</i>	DOSIS DE COAGULANTE (mg/L $Al_2(SO_4)_3$ )				TURBIEDAD INICIAL (UTN)
	10	15	20	25	
6	1	1	0	0	14
7	3	35	13	60	
8	39	25	12	28	
9	18	21	37	32	
10	1	12	24	20	
6	12	15	6	11	7
7	18	26	35	24	
8	39	33	27	40	
9	38	44	28	40	
10	8	19	36	45	
6	9	10	10	9	27
7	25	27	25	28	
8	34	40	30	49	
9	14	21	28	41	
10	14	21	17	24	
6	10	10	10	8	37
7	19	18	35	20	
8	29	33	32	44	
9	12	15	22	38	
10	15	14	15	17	

En la tabla 7.4.3.3, se presentan los resultados de las pruebas de coagulación-floculación para los diferentes valores de turbiedad inicial de agua, dosis de coagulante y pH, reportándose como variable de respuesta la cantidad de sólidos suspendidos totales.

Tabla 7.4.3.3. Resultados de la variación de la dosis de coagulante, pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, sólidos suspendidos totales (mg/L).

<i>pH</i>	DOSIS DE COAGULANTE (mg/L $Al_2(SO_4)_3$ )				TURBIEDAD INICIAL (UTN)
	10	15	20	25	
6	3.536	8.447	Menor a 1	18.269	14
7	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	3.536	
8	Menor a 1	1.0805	Menor a 1	Menor a 1	
9	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
10	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
6	Menor a 1	3.536	Menor a 1	Menor a 1	7
7	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
8	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
9	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
10	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
6	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	27
7	Menor a 1	Menor a 1	1.0805	Menor a 1	
8	Menor a 1	1.0805	Menor a 1	1.0805	
9	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	3.536	
10	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
6	Menor a 1	Menor a 1	3.536	13.358	37
7	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
8	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
9	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	Menor a 1	
10	Menor a 1	Menor a 1	1.0805	Menor a 1	

En la tabla 7.4.3.4, se presentan los resultados de las pruebas de coagulación-floculación para los diferentes valores de turbiedad inicial de agua, dosis de coagulante y pH, reportándose como variable de respuesta el pH final.

**Tabla 7.4.3.4.** Resultados de la variación de la dosis de coagulante pH y turbiedad inicial del agua; variable de respuesta, pH final.

<i>pH</i>	DOSIS DE COAGULANTE (mg/L $Al_2(SO_4)_3$ )				TURBIEDAD INICIAL (UTN)
	10	15	20	25	
6	6.04	4.6	6.04	4.66	14
7	6.26	5.94	4.86	4.8	
8	4.07	6.2	5.88	5.93	
9	4.85	5.05	5.65	5.68	
10	5.98	4.74	6.17	5.97	
6	N.E	N.E	N.E	N.E	7
7	N.E	N.E	N.E	N.E	
8	N.E	N.E	N.E	N.E	
9	N.E	N.E	N.E	N.E	
10	N.E	N.E	N.E	N.E	
6	4.86	4.61	4.4	4.47	27
7	4.82	5.51	6.2	4.68	
8	6.38	6.13	6.23	5.16	
9	6.01	6.13	6.29	5.55	
10	7.31	7.4	6.3	6.54	
6	4.66	4.6	4.49	4.33	37
7	5.96	5.58	5.35	6.24	
8	6.05	6.12	5.78	4.67	
9	6.29	6.15	5.95	5.28	
10	7.08	7.04	6.22	4.77	

### 7.5 Determinación del tiempo entre retrolavados para los filtros de la planta potabilizadora de "Los Berros".

De acuerdo con el punto 6.4.3, el tiempo entre retrolavados, no pudo realizarse en el laboratorio por lo que se determinó por medio de una modelación.

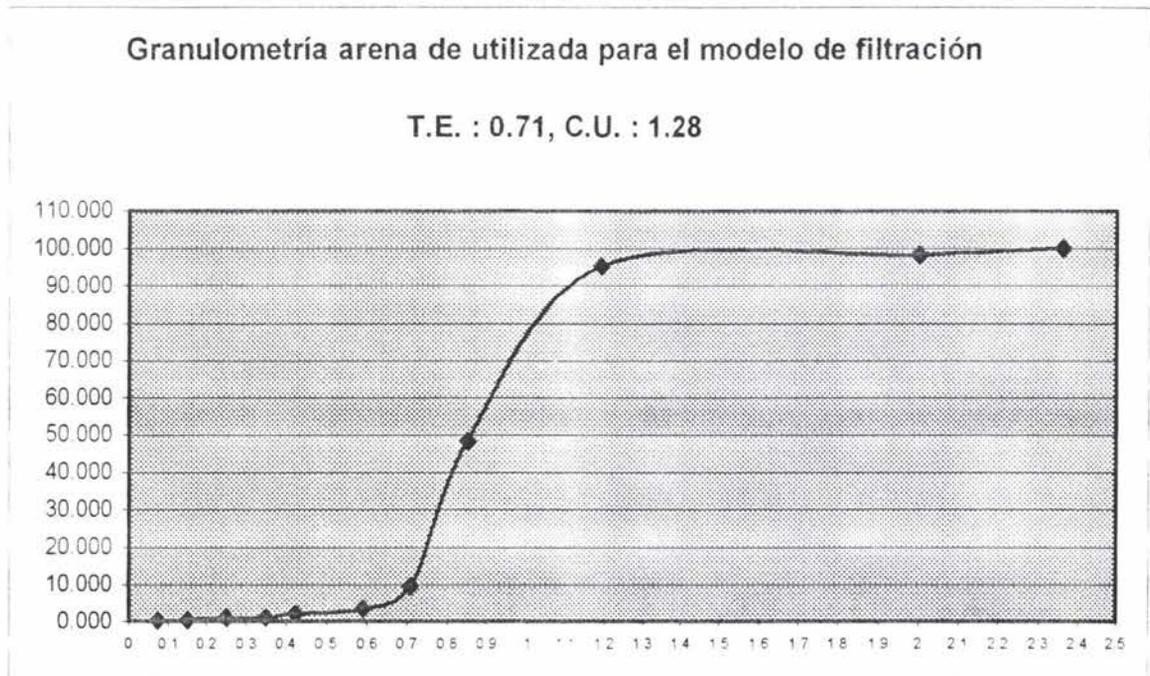
Esta modelación consistió en determinar la capacidad de saturación según Tchobanougus y Elliassen (1970); posteriormente se calculó el volumen de arena por módulo de potabilización y el volumen de agua filtrada con el cuál se saturarían los filtros por módulo, una vez obtenido el volumen de agua que tendría que ser filtrado por módulo se relacionó con el volumen de agua que entra en cada módulo de potabilización y así se obtiene el tiempo entre retrolavados, siendo éste de 37 horas, lo cual triplica el tiempo de carrera de los filtros comparado con el que actualmente se está llevando a cabo en la Planta Potabilizadora de "Los Berros". El cálculo del tiempo de retrolavado se presenta en el Anexo D.

En la tabla 7.5.1, se presentan los datos con los cuales se determinó la granulometría de la arena utilizada en el modelo y en la figura 7.5.1, se muestra la

curva granulométrica correspondiente a la arena utilizada en el filtro piloto y el cálculo matemático.

**Tabla 7.5.1.** Datos para la determinación de la curva granulométrica de la arena utilizada en el filtro piloto y el modelo matemático.

DIÁMETRO DE PARTÍCULA (mm)	PESO PARCIAL (g)	PESO ACUMULADO (g)	PORCENTAJE TOTAL (100%)
0.075	9.0	9.0	0.136
0.15	17.0	26.0	0.393
0.25	28.5	54.5	0.823
0.35	17.0	71.5	1.079
0.425	60.0	131.5	1.985
0.59	95.0	226.5	3.419
0.71	403.0	629.5	9.503
0.85	2568.0	3197.5	48.271
1.19	3110.0	6307.5	95.222
2.00	200.0	6507.5	98.241
2.36	116.5	6624.0	100.000



**Figura 7.5.1.** Curva granulométrica del arena utilizada en el filtro piloto y el cálculo matemático.

## 7.6 Análisis de resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos y después del análisis estadístico de los mismos, podemos observar que la influencia de la calidad del agua no es un factor significativo, en contraste el pH sí resultó serlo. Se encontró además que la mejor dosis fue la 10 mg/L de sulfato de aluminio,  $(Al_2(SO_4)_3)_3$ , ésta fue la mejor dosis para todas y cada una de las calidades del agua.

El factor más importante resulta ser entonces el acondicionamiento del pH, ya que modificando éste factor, la coagulación-floculación se hace más eficiente, mejorando así el efluente y esto repercute directamente en la etapa de filtración, disminuyéndose los tiempos entre retrolavados y con ello el consumo de energía relacionada con ésta operación. El acondicionamiento de pH se realizó con hidróxido de calcio,  $Ca(OH)_2$ , el cual es un ión divalente. La utilización del hidróxido de calcio para el ajuste de pH, permite también por el precio de éste reactivo que su precio no represente un factor de peso sobre el costo total de tratamiento, considerando que se necesita 0.05 g de  $Ca(OH)_2$  por cada metro cúbico de agua por tratarse.

La cantidad de lodos generados también se mejora con las condiciones óptimas de pH y dosis de coagulante, ya que con éstas, la producción es de 1,080 m<sup>3</sup>/h de acuerdo a la tabla 7.4.3.2, en donde se puede observar que el valor máximo de producción de lodo es de 15 mL/L, equivalente a 1,296 m<sup>3</sup>/h, comparado con 720,000–10,800,000 m<sup>3</sup>/h según la tabla 7.4.2.2, ésta disminución en volumen se debe a que la consistencia de los lodos mejora con las condiciones óptimas y esto se refleja en la compactación de los mismos.

La adición de cloro antes del proceso de tratamiento, no resultó ser un factor significativo para el buen desarrollo del proceso de coagulación -floculación y en consecuencia sobre el proceso de filtración.

La remoción de turbiedad con precloración, es del 82% en términos de turbiedad y sin precloración, es en promedio del 85 %, lo que refleja que la precloración no representa un beneficio mayor, sino que por el contrario se agrega un componente que lo que provoca es un consumo de reactivo, y por lo que se propone que la adición de éste reactivo se realice al final de tratamiento, es decir después de la filtración, disminuyéndose así la cantidad suministrada necesaria para entregar el agua con el residual requerido.

Por lo que respecta al tiempo de retrolavado, se encontró que con la mejor dosis y pH óptimo, se obtiene un efluente después de la sedimentación que disminuye el número de retrolavados, disminuyendo así los costos en energía utilizada para la limpieza de los filtros, y éste es un factor que afecta de manera importante en los costos de tratamiento de la Planta Potabilizadora de "Los Berros". La duración de carrera de los filtros con estas condiciones se aumenta de 12 horas a 37 horas, como se puede ver en el cálculo presentado en el anexo D, lo que implica un

ahorro del 33% en la energía eléctrica por retrolavado en comparación con las condiciones actuales de operación.

De lo anterior se puede resumir que la modificación del pH es el factor más importante en la determinación de la factibilidad en la reducción de costos de potabilización en la Planta de "Los Berros", ya que con la modificación del pH se logra un evidente aumento en la eficiencia del proceso de coagulación–floculación, lo cual incide directamente sobre el proceso de filtración, siendo éste último beneficiado en cuanto al ahorro de energía eléctrica en la operación de retrolavado, repercutiendo esto directamente en los costos de operación de la potabilizadora.

*Capítulo 8.*

*Análisis de costos*

## 8. ANÁLISIS DE COSTOS

En el presente capítulo se presenta una estimación de costos para las condiciones de operación actuales y con las mejores óptimas determinadas experimentalmente para determinar la factibilidad del cambio en las condiciones de operación de las operaciones de coagulación-floculación y filtración.

### 8.1 Metodología

El análisis económico del presente trabajo está dividido en tres etapas o partes. La primera de las cuales consiste en la determinación del costo de operación de la planta potabilizadora "Los Berros" con las condiciones actuales de trabajo, éste análisis incluye el costo por reactivo como es el coagulante,  $Al_2(SO_4)_3$  y el consumo de energía eléctrica por concepto de retrolavado de los filtros. En la segunda parte se presenta el costo de operación de la planta bajo las condiciones óptimas encontradas experimentalmente en éste trabajo, en éste apartado se incluyen los costos por reactivos como son el coagulante  $Al_2(SO_4)_3$  y el hidróxido de calcio,  $Ca(OH)_2$  y la energía eléctrica para el retrolavado de los filtros. Por último se determina el costo de tratamiento tanto para las condiciones actuales la cual incluye el costo de reactivos como son el coagulante  $Al_2(SO_4)_3$  y el cloro y energía eléctrica para el retrolavado: por su parte para las condiciones óptimas encontradas se considera el costo por coagulante  $Al_2(SO_4)_3$ , el hidróxido de calcio,  $Ca(OH)_2$  el hidróxido de calcio y cloro en lo que se refiere a los reactivos y por supuesto el costo por energía eléctrica debida al retrolavado de los filtros.

Los costos de reactivos como el coagulante y cloro, y consumo energético de la Planta potabilizadora de "Los Berros", para el período de 1996 a 2001, fueron proporcionados por la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México (GRAVAMEX).

#### 8.1.1 Costo de tratamiento con las condiciones actuales de operación en la Planta Potabilizadora de "Los Berros"

El análisis de costos para ésta parte consistió en determinar el costo de tratamiento de la potabilizadora bajo las condiciones actuales de operación. Para esto se contó con el apoyo brindado por la GRAVAMEX para el acceso a los costos tanto del coagulante,  $(Al_2(SO_4)_3)$ , utilizado, como por concepto de consumo de energía eléctrica. Estos datos se obtuvieron para el período de 1996 a 2001. Como se explica anteriormente en ésta etapa sólo se considera el costo por reactivo y consumo eléctrico por retrolavado de los filtros.

En éste sentido para el análisis se utilizaron los costos de coagulante proporcionado por la GRAVAMEX y se proyectaron los correspondientes a los años 2002, 2003 y 2004, tomando en cuenta para esto los índices de inflación correspondientes.

Por lo que respecta al consumo energético se consideró sólo el retrolavado de los filtros y con la información recabada con los cuestionarios aplicados y presentada en la tabla 7.5, con relación a la potencia del compresor y tiempo de alimentación de aire para el retrolavado se determinó el costo por consumo energético tomando en cuenta que se realizan dos retrolavados por día, en éste caso también se reportan el costo por consumo energético correspondiente al período 1996 a 2001 proporcionados por la GRAVAMEX y se proyectaron los correspondientes al período 2002 a 2004, tomando en cuenta para esto los índices de inflación correspondientes.

Finalmente, el costo total de tratamiento bajo éstas condiciones resulta de la suma de costo por reactivo y consumo energético.

### **8.1.2 Costo de tratamiento con las condiciones óptimas encontradas experimentalmente**

En ésta segunda parte se determinó el costo de operación de la planta bajo las condiciones óptimas encontradas experimentalmente en éste trabajo. Es decir sólo se consideraron el costo por reactivos sulfato de aluminio,  $(Al_2(SO_4)_3)$ , e hidróxido de calcio,  $Ca(OH)_2$  y la energía eléctrica para el retrolavado de los filtros.

La dosis considera de sulfato de aluminio es de 10 mg/L y la de hidróxido de calcio es de 0.05 g / m<sup>3</sup>.

Para la determinación del costo energético se recurrió a la información reportada en la tabla 7.5, respecto a las características de retrolavado, pero aquí se consideró un retrolavado cada 37 horas.

### **8.1.3 Costo de tratamiento con las condiciones actuales y óptimas encontradas experimentalmente, incluyendo para ambos casos el costo por cloración**

En ésta última parte se incluye además del costo por reactivos como el coagulante o hidróxido de calcio según sea el caso y consumo energético, el respectivo a la precloración realizada actualmente en la Planta potabilizadora de "Los Berros".

Este último elemento se determinó con la información de la dosis de cloro aplicada en la planta y fue proporcionada por la GRAVAMEX.

Los costos de tratamiento con las condiciones actuales incluyendo el costo por cloración correspondiente al período 1996 a 2001 fueron proporcionados por la GRAVAMEX y se proyectó el período 2002 a 2004, tomando en cuenta para esto los índices de inflación correspondientes.

## **8.2 Resultados de los análisis de costos**

En éste apartado se presenta cada una de las etapas descritas en la metodología respecto de la evaluación de costos.

### **8.2.1 Costo energético y de reactivos actualmente en la Planta Potabilizadora de "Los Berros".**

En éste apartado se presentan los resultados obtenidos según se describe en el punto 8.1.1, para la determinación de los costos de tratamiento con las condiciones actuales de operación.

En la tabla 8.2.1.1, se presentan los costos por sulfato de aluminio para el período de 1996 a 2001, y los proyectados respectivamente para los años 2002, 2003 y 2004.

En la tabla 8.2.1, se presentan los costos por energía eléctrica para retrolavado durante el período de 1996 a 2001, datos que fueron proporcionados por la GRAVAMEX y los proyectados respectivamente para los años 2002, 2003 y 2004.

Finalmente, en la tabla 8.2.1.3, se presenta el costo total para las condiciones actuales de operación de la Potabilizadora "Los Berros".

Tabla 8.2.1.1 Costos anuales actuales de sulfato de aluminio ( $Al_2(SO_4)_3$ ) para la Potabilizadora de "Los Berros".

MES	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
	S								
ENERO	11,094,207.66	5,844,569.62	10,362,319.73	6,764,784.28	8,817,293.22	10,334,965.09	7504624.13	7803308.17	7937525.07
FEBRERO	10,203,557.49	7,943,299.76	7,739,808.12	7,713,445.40	6,619,696.39	8,377,249.81	6475881.71	6733621.81	6849440.10
MARZO	10,746,516.81	6,108,150.35	7,478,863.89	6,417,188.06	9,100,725.89	7,582,538.55	7202975.45	7489653.88	7618475.92
ABRIL	12,324,325.40	6,838,892.63	8,412,258.98	7,840,542.23	13,487,703.68	7,852,811.00	7849968.30	8162397.04	8302790.27
MAYO	11,973,447.43	6,663,209.57	8,229,358.21	8,852,054.48	11,995,245.00	9,111,538.10	6558611.52	6819644.26	6936942.14
JUNIO	16,460,477.55	11,235,739.52	10,658,156.68	10,283,910.22	14,394,453.54	13,619,809.64	8186474.74	8512296.44	8658707.93
JULIO	13,259,474.58	13,799,610.38	13,627,414.31	12,022,617.05	13,831,538.79	14,998,746.45	9262492.46	9631139.66	9796795.26
AGOSTO	12,470,751.96	14,151,710.27	14,616,359.75	17,162,489.61	15,854,565.97	16,433,262.52	10753833.71	11181836.29	11374163.88
SEPTIEMBRE	11,181,919.72	14,622,906.15	14,506,175.14	12,843,878.36	14,087,383.68	14,147,388.32	12537214.66	13036195.81	13260418.38
OCTUBRE	9,011,363.41	13,370,089.90	12,879,559.54	12,638,834.68	14,751,649.60	9,893,585.71	12955121.82	13470735.67	13702432.32
NOVIEMBRE	8,831,740.50	12,419,353.63	9,667,243.62	9,686,525.15	10,940,838.81	9,761,751.05	12537214.66	13036195.81	13260418.38
DICIEMBRE	5,884,408.83	12,019,136.33	7,480,879.03	7,658,353.27	10,622,778.67	9,966,200.99	12955121.82	13470735.67	13702432.32
TOTAL	133,442,191.34	125,016,668.10	125,658,396.98	119,884,622.80	144,503,873.24	132,079,847.22	114,779,534.99	119,347,760.49	121,400,541.97

**Tabla 8.2.1.2.** Costos de energía eléctrica actuales por efecto de retrolavado para la Potabilizadora de "Los Berros"

MES	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
	\$								
ENERO	105.78	179.39	201.16	203.01	238.56	289.37	253.59	354.52	360.62
FEBRERO	103.81	159.60	163.49	170.29	202.45	263.50	217.31	303.81	309.03
MARZO	114.24	166.86	175.13	186.83	224.14	256.87	225.53	315.29	320.71
ABRIL	119.86	155.34	165.50	178.65	217.04	237.09	220.26	307.93	313.23
MAYO	123.35	148.64	162.37	186.41	239.86	244.25	236.62	330.80	336.49
JUNIO	127.33	154.42	165.61	190.25	252.71	244.16	244.53	341.85	347.73
JULIO	131.86	155.85	166.53	192.33	257.01	232.00	258.12	360.85	367.06
AGOSTO	138.24	175.83	179.85	206.66	269.77	233.80	236.44	330.54	336.23
SEPTIEMBRE	139.68	166.08	173.96	205.28	255.97	228.81	228.81	319.88	325.38
OCTUBRE	135.79	177.31	168.80	219.75	258.86	233.43	236.44	330.54	336.23
NOVIEMBRE	130.06	183.40	191.72	233.73	269.66	238.83	228.81	319.88	325.38
DICIEMBRE	171.99	193.44	209.67	247.35	271.30	246.24	236.44	330.54	336.23
<b>TOTAL</b>	<b>1,542.00</b>	<b>2,016.15</b>	<b>2,123.78</b>	<b>2,420.55</b>	<b>2,957.34</b>	<b>2,948.36</b>	<b>2,822.90</b>	<b>3,946.42</b>	<b>4,014.30</b>

**Tabla 8.2.1.3.** Costo total actual anual en la Planta Potabilizadora "Los Berros" por conceptos de sulfato de aluminio, y costo energético por retrolavado.

CONCEPTO	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
	(\$)								
SULFATO DE ALUMINIO	133,442,191.34	125,016,668.10	125,658,396.98	119,884,622.80	144,503,873.24	132,079,847.22	114,779,534.99	119,347,760.49	121,400,541.97
ENERGÍA ELÉCTRICA	1,542.00	2,016.15	2,123.78	2,420.55	2,957.34	2,948.36	2,822.90	3,946.42	4,014.30
<b>TOTAL</b>	<b>133,443,733.34</b>	<b>125,018,684.25</b>	<b>125,660,520.76</b>	<b>119,887,043.35</b>	<b>144,506,830.58</b>	<b>132,082,795.58</b>	<b>114,782,357.89</b>	<b>119,351,706.91</b>	<b>121,404,556.27</b>

### 8.2.2 Costo de operación con las condiciones óptimas encontradas experimentalmente en el presente trabajo para la Planta Potabilizadora de "Los Berros".

En ésta sección se presentan los resultados obtenidos según se describe en el punto 8.1.2, para la determinación de los costos de tratamiento con las condiciones óptimas encontradas experimentalmente.

En la tabla 8.2.2.1, se presentan los costos por uso del coagulante, sulfato de aluminio,  $(Al_2(SO_4)_3)$ .

En la tabla 8.2.2.2, se presentan los costos por adición de hidróxido de calcio,  $Ca(OH)_2$ .

En la tabla 8.2.2.3, se presentan los costos energía eléctrica para el retrolavado de los filtros, un retrolavado cada 37 horas.

En la tabla 8.2.2.4, se presenta el costo total para las mejores condiciones encontradas para abatir los costos de operación en la Planta Potabilizadora de "Los Berros".

**Tabla 8.2.2.1.** Costos de sulfato de aluminio,  $(Al_2(SO_4)_3)$ , para la mejor dosis encontrada experimentalmente.

AÑO 2004	COSTO (\$)
ENERO	858,787.5410
FEBRERO	775,679.0693
MARZO	858,787.5410
ABRIL	831,084.7171
MAYO	858,787.5410
JUNIO	831,084.7171
JULIO	858,787.5410
AGOSTO	858,787.5410
SEPTIEMBRE	831,084.7171
OCTUBRE	858,787.5410
NOVIEMBRE	831,084.7171
DICIEMBRE	858,787.5410
TOTAL	10,111,530.7248

**Tabla 8.2.2.2.** Costos de hidróxido de calcio, (Ca(OH)<sub>2</sub>), para la mejor dosis encontrada experimentalmente.

AÑO 2004	COSTO (\$)
ENERO	1,157.07
FEBRERO	1,045.09
MARZO	1,157.07
ABRIL	1,119.74
MAYO	1,157.07
JUNIO	1,119.74
JULIO	1,157.07
AGOSTO	1,157.07
SEPTIEMBRE	1,119.74
OCTUBRE	1,157.07
NOVIEMBRE	1,119.74
DICIEMBRE	1,157.07
TOTAL	13,623.55

**Tabla 8.2.2.3.** Costo de energía eléctrica por retrolavado

MES	2004		
	KW-h	\$/KW-h	COSTO ENERGÍA (\$)
ENERO	150.25855	0.77999201	117.2004687
FEBRERO	135.7174	0.74003253	100.4352909
MARZO	150.25855	0.69367384	104.2304259
ABRIL	145.4115	0.70007305	101.7986721
MAYO	150.25855	0.72780294	109.3586142
JUNIO	150.25855	0.75211992	113.0124483
JULIO	150.25855	0.79392806	119.2944789
AGOSTO	150.25855	0.72723412	109.2731444
SEPTIEMBRE	145.4115	0.72723412	105.7482042
OCTUBRE	150.25855	0.72723412	109.2731444
NOVIEMBRE	145.4115	0.72723412	105.7482042
DICIEMBRE	150.25855	0.72723412	109.2731444
TOTAL			1,304.65

**Tabla 8.2.2.4.** Costo total con la mejor dosis y pH óptimo encontrados experimentalmente y consumo energético por retrolavado.

AÑO 2004	COSTO DE COAGULANTE, $Al_2(SO_4)_3$ (\$)	COSTO DE HIDRÓXIDO DE CALCIO, $Ca(OH)_2$ (\$)	COSTO ENERGÍA (\$)	COSTO TOTAL (\$)
ENERO	858,787.54	1,157.06	117.20	860,061.81
FEBRERO	775,679.06	1,045.09	100.43	776,824.59
MARZO	858,787.54	1,157.06	104.23	860,048.84
ABRIL	831,084.71	1,119.74	101.79	832,306.25
MAYO	858,787.54	1,157.06	109.35	860,053.96
JUNIO	831,084.71	1,119.74	113.01	832,317.47
JULIO	858,787.54	1,157.06	119.29	860,063.90
AGOSTO	858,787.54	1,157.06	109.27	860,053.88
SEPTIEMBRE	831,084.71	1,119.74	105.74	832,310.20
OCTUBRE	858,787.54	1,157.06	109.27	860,053.88
NOVIEMBRE	831,084.71	1,119.74	105.74	832,310.20
DICIEMBRE	858,787.54	1,157.06	109.27	860,053.88
TOTAL				<b>10,126,458.92</b>

**8.2.3 Costo de operación total para las condiciones actuales y óptimas encontradas experimentalmente, incluyendo para ambos casos el costo por cloración para la Planta Potabilizadora de "Los Berros"**

En ésta sección se presentan los resultados obtenidos según se describe en el punto 8.1.3, para la determinación de los costos de tratamiento tanto para las condiciones actuales como para las condiciones óptimas encontradas experimentalmente, incluyendo el costo por precloración.

En la tabla 8.2.3.1, se presentan los costos totales por reactivos ( $Al_2(SO_4)_3$ ), energía eléctrica y cloración para las condiciones actuales de la Planta Potabilizadora de "Los Berros".

En la tabla 8.2.3.2, se presentan los costos totales por reactivos ( $Al_2(SO_4)_3$ ,  $Ca(OH)_2$ ), energía eléctrica y cloración para las mejores condiciones encontradas con la finalidad de abatir los costos de operación en la Planta Potabilizadora de "Los Berros".

**Tabla 8.2.3.1.** Costo totales anuales por reactivos, energía eléctrica y precloración para las condiciones actuales de la Planta Potabilizadora de "Los Berros".

CONCEPTO	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
	\$								
SULFATO DE ALUMINIO	133,442,191.342	125,016,668.099	125,658,396.979	119,884,622.799	144,503,873.241	132,079,847.217	114,779,534.993	119,347,760.486	121,400,541.966
COLORO	22,337,762.937	21,346,309.723	19,323,064.089	21,183,835.094	17,994,656.151	16,294,395.589	16,023,675.068	16,661,417.336	16,947,993.714
ENERGÍA ELÉCTRICA	1,542.000	2,016.154	2,123.785	2,420.551	2,957.337	2,948.362	2,822.903	3,946.418	4,014.296
<b>TOTAL</b>	<b>155,781,496.279</b>	<b>146,364,993.976</b>	<b>144,983,584.853</b>	<b>141,070,878.445</b>	<b>162,501,486.729</b>	<b>148,377,191.168</b>	<b>130,806,032.964</b>	<b>136,013,124.239</b>	<b>138,352,549.976</b>

**Tabla 8.2.3.2.** Costo total por reactivos, energía eléctrica y precloración para las condiciones experimentalmente determinadas.

CONCEPTO	AÑO 2004
SULFATO DE ALUMINIO (\$)	10,111,530.7248
COLORO (\$)	16,947,993.7139
HIDRÓXIDO DE CALCIO (\$)	13,623.5520
ENERGÍA ELÉCTRICA (\$)	1,304.6462
<b>TOTAL (\$)</b>	<b>27,074,452.6370</b>

### 8.3 Discusión del análisis de costos

A partir de los resultados de costos tanto para las condiciones actuales como para las condiciones óptimas que se desprenden de éste trabajo, podemos observar que el costo se reduce notablemente con las condiciones encontradas experimentalmente, como son la dosis de coagulante,  $(Al_2(SO_4)_3)$ , de 10 mg/ L y el acondicionamiento del pH a un valor de 10, lo cual implica la adición de hidróxido de calcio para tal efecto.

Con éstas condiciones la reducción en costo total es del 91.65 % con respecto al costo de tratamiento actual, lo cual representa un porcentaje bastante alto y atractivo. Si bien de estos resultados el factor que resulta ser más importante en términos económicos es el costo por sulfato de aluminio, el cual se disminuye en un 92.76%, sin despreciar la reducción por consumo de energía que también es importante, ya que ésta representa el 67.5 %, considerando además que la adición de hidróxido de calcio para acondicionamiento de pH sólo representa el 0.013 % del costo total con las condiciones óptimas encontradas, lo cual no implica un gasto adicional.

Por otra parte, los resultados de costo de tratamiento con precloración, nos arrojan que la adición de cloro sí resulta un factor importante en términos de costos, ya que éste rubro con las condiciones actuales representa el 13 % del costo total, lo que equivale a \$16,947,993.714 anuales.

Por lo que respecta al tratamiento con las condiciones óptimas experimentales la precloración representa el 62.6 % del total del costo, lo que para éste caso no significa un incremento de casi tres veces el costo de tratamiento óptimo sin precloración.

*Capítulo 9.*

*Conclusiones*

*y*

*Recomendaciones*

## 9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 9.1 Conclusiones

1. A partir de los resultados de las pruebas de laboratorio para determinar si es posible encontrar condiciones que reduzcan los costos de la potabilización en el Sistema Cutzamala, se encontró que el agua tal como entra en la planta necesita de adición de alcalinidad para que el proceso de coagulación-floculación se mejore y se ve reflejado en el proceso de filtración, debido a que, con las condiciones encontradas a partir del presente trabajo se puede aumentar el tiempo entre retrolavados de manera significativa, reduciéndose así el consumo energético debido a ésta parte del proceso de potabilización. La adición de reactivos, en éste caso la adición de hidróxido de calcio, no representa un costo que altere de manera significativa el costo total del proceso de potabilización, el factor más significativo en éste caso es el costo por coagulante, sulfato de aluminio, ya que se encontró que la reducción por aplicación de la dosis optima representa el 8.32 % aplicado actualmente, a su vez representa un ahorro de 91.65 % y por su parte el costo de energía por retrolavado representa el 32.5 % del actual, con una reducción del 67.5 %. Por lo anteriormente presentado podemos concluir que es factible reducir los costos de las operaciones unitarias de coagulación-floculación y filtración de la Planta Potabilizadora de " Los Berros".  
Respecto a la precloración, éste si es un factor importante en términos económicos ya que representa el 13 % del costo total actual y en caso de las condiciones óptimas experimentales, se vuelve en un factor equivalente al 62.6% del costo total, siendo éste factor digno de un análisis independiente para su evaluación.
2. Respecto al Sistema Cutzamala, de acuerdo con los estudios realizados en la presa Valle de Bravo y Colorines, se ha encontrado que si bien éstas dos presentan condiciones de severa contaminación debido a las descargas de aguas residuales domésticas, a las actividades turísticas realizadas en la Presa Valle de Bravo y la actividad agrícola, además de la deforestación y escurrimientos que afectan directamente a la calidad del agua almacenada en las presas del Sistema Cutzamala. De los datos históricos podemos ver que los valores de turbiedad no presentan diferencias significativas, en caso de éste parámetro, su valor se incrementó hasta 70 UTN correspondiente al día 22 de septiembre de 1998 en la Presa Villa Victoria, aparentemente asociado a florecimiento de algas, pero no manifiesta un efecto significativo a lo largo del año. Por otra parte la concentración nitratos y de nitrógeno amoniacal va en aumento en concentración conforme transcurre el tiempo, lo cual está relacionado con la contaminación por actividades antropogénicas, sin llegar a sobrepasar el valor establecido en los criterios ecológicos de calidad del agua, aún cuando el nitrógeno amoniacal no está considerado dentro de estos. Por lo anterior, se hace necesario tomar las medidas necesarias para la recuperación de estos cuerpos de agua con la finalidad de retornar a las

capacidades iniciales y evitar la formación de sedimentos, lo cual se verá reflejado en el proceso de potabilización realizado en la Potabilizadora de "Los Berros".

3. Los resultados experimentales nos muestran que un factor importante para el mejoramiento del proceso es el pH y la alcalinidad, ya que con la adición de hidróxido de calcio,  $\text{Ca(OH)}_2$ , se puede obtener agua con una mejor calidad después de la sedimentación, lo cual influye directamente aumentando tres veces el tiempo de corrida de filtración, produciéndose también lodos, a razón de 9.5 mL / L en promedio, de mejor consistencia, es decir se compactan más rápidamente lográndose una disminución del volumen de lodos obtenidos y en consecuencia del espacio para el tratamiento o almacenamiento y disposición. La eficiencia de remoción de turbiedad y la producción de lodos mejoran con respecto a las condiciones en las cuales no se modificó el pH. Se determinó que las mejores condiciones de pH y dosis son de 10 unidades de pH lográndose esto con adición de  $\text{Ca(OH)}_2$  y dosis de coagulante de 10 mg/L  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ .
4. Con respecto al proceso de filtración concluimos que con las mejores condiciones de pH y dosis el efluente obtenido mejora tres veces el actual en la planta Los Berros, por lo que esto se verá reflejado en un abatimiento de costos para éste proceso, principalmente en el consumo energético reduciéndose el consumo a 1,774.02 KW-hr equivalente a \$1,304.65 lo que representa una reducción del 32.5 % respecto a las condiciones actuales.

## 9.2 Recomendaciones

1. Realizar pruebas con dosis de sulfato de aluminio,  $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ , menores a 10 mg/L, ya que en éste trabajo fue la menor dosis, pero posiblemente pueda reducirse y hacer aún más eficiente el proceso.
2. Se recomienda ampliar más el período de muestreo con la finalidad de abarcar todas las tanto la época de lluvias como la de estiaje y poder tener una mayor cobertura de la variación de la calidad del agua a lo largo de las diferentes estaciones del año.
3. Evaluar la dosis de cloro en las condiciones optimas logradas, esperando reducir costos por concepto de cloración.
4. Realizar ensayos en campo para evaluar el efecto en la Potabilizadora de "Los Berros" tanto en dosificación como en la determinación de la mejor corrida de filtración.

*Capítulo 10.*

*Referencias*

*bibliográficas*

## 10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abramovitz, J. (1996). Imperiled waters, impoverished future: The decline of freshwater ecosystems. Washington, D.C., Worldwatch Institute, Mar. p. 5-66.

Adil, A.R. (1999). Integrated water resources management (IWRM): an approach to face the challenges of the next century and to avert future crises. In *Desalination*, 24 , 145-153.

Amirtharajah, A. (1978). Optimum backwashing of sand filters. *Journal of Environmental Engineering Division* 104(EF5), 917-931.

Amirtharajah, A. (1985). The interface between filtration and backwashing. *Water Research*. 19(5) , pp.581-588.

Arboleda V.,J.; Vargas C., F.; Correal C., H. (1969). Manual de tratamiento de aguas potables. Programa de Educación de Ingeniería sanitaria. Caracas, Venezuela.

Arboleda, J.; Cleasby, J.L. (1979). Velocity Gradients in Granular Filter Backwashig. *Journal of American Waters works Association (AWWA)*, dic. pp.732-738.

AWWA (1992). Manual of water supply practices. Operational Control of coagulation and filtration processes. First edition. American Waters Works Association. AWW M37. USA.

Beandry, J.P. (1984). Traitement des eaux, le Griffon d'Argile. Inc. Canadá.

Bjornsen ,G.; Gimbel., R.; Spangenberg, H.S. (1998). A concept for an integrative consideration of drinking water and wastewater /sewage management. In *Water Science technology* 37(2). pp. 333-341.

Cáceres L. (1993). Comparison of lime and alum treatment of municipal wastewater. *Water Science Technology* 27(11), Great Britain.

Cadena, O. (2001).ICA Separación mecánica de sólidos y líquidos. <http://www.geocities.com/icasegunda/procquim/filtra/filt01.html>

Cárdenas, O.(2001).Filtración.ICA Filtración.<http://geocities.com/icasegunda/procquim/filtra/filtra/filt02.html>.

Castañeda Saravia, O. (2000).Efecto tóxico del aluminio presente en los lodos generados por la Planta Potabilizadora Los berros del Sistema Cutzamala. Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Castañeda, C.L. (1991). Estudio sobre la pérdida del lecho filtrante durante el retrolavado de filtro de la planta potabilizadora los Berros del Sistema Cutzamala. Edo. de México. Tesis de licenciatura, Fac. Química. UNAM

CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente). (1981). Diseño y control de los procesos de clarificación del agua. Departamento de Ingeniería y Ciencias del Ambiente. Serie Técnica 13. Organización Panamericana de la Salud. Organización Mundial de la Salud. Lima, Perú.

Cleasby, J.L.; Arboleda, J.; Burns, D.; Prendiville, P. y Savage, E.(1977). Backwashing of granular filters. *Water Research* 69(2), 115-126.

Comisión Nacional del Agua (1998). Evaluación de la calidad del agua en el almacenamiento, conducción y distribución del Sistema Cutzamala, Edo. de México. Subdirección General Técnica. Gerencia de Saneamiento y Calidad del Agua.

Comisión Nacional del Agua (1999). Estudio de la calidad del agua de las fuentes de aprovisionamiento del Sistema Cutzamala en coordinación con los gobiernos del Distrito Federal y estado de México para el año 1999. Subdirección General técnica. Gerencia de Saneamiento y Calidad del agua. Informe final.

Comisión Nacional del Agua (2000). Estudio de la calidad del agua de las fuentes de aprovisionamiento del Sistema Cutzamala en coordinación con los gobiernos del Distrito Federal y estado de México para el año 2000. Subdirección General técnica. Gerencia de Saneamiento y Calidad del agua. Informe final.

Comisión Nacional del agua (2001). Sistema Cutzamala. Agua para millones de mexicanos. Editada por la gerencia Regional de Aguas del Valle de México. Compañía Impresora Kavers, S.A de C.V., México.

De Zuam J., D. E. (1990). Handbook of drinking water quality standard and control. Van Nostrand Reinhold, Nueva York, USA.

Degrémont (1979). Water treatment handbook. A halsted press book. John Wiley & Sons, 4<sup>ta</sup>. ed., Nueva York, USA, pp.135-138.

Eckenfelder W. (1989), Industrial water pollution control. 2<sup>a</sup> edición. Ed. Mc-Graw-Hill International Edition. Civil Engineering Series. pp 84-95.

Eckenfelder W. (1991). Principles of water quality management. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida, USA, pp. 461-463.

Environmental Protection Agency (EPA) (1995). The quality of our nation's water: 1994. Washington, D.C., EPA, Dec, pp. 209.

Fair, M.G.; Geyer, J.Ch.; Okun, D.A. (1968). *Water and Wastewater Engineering. Vol. II. Water Purification and Wastewater Treatment and Disposal*. John Wiley and Sons, Inc. New York, USA.

Fair, M.G.; Geyer, J.Ch.; Okun, D.A. (1971). *Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales. Volumen II. Ingeniería Sanitaria y de Aguas residuales*. Editorial Limusa-Wiley, S.A. México. pp. 221-222.

Fair, M.G.; Geyer, J.Ch.; Okun, D.A. (1996). *Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales. Tomo 2. Ingeniería Sanitaria y de Aguas residuales*. Editorial Limusa, Noriega Editores, México, D.F. pp. 187-188.

FLACSO (2003). *AI 10. Agua y Sociedad*. Corresponsables Dra. Ma. Luisa Torregosa Armenia y Dr. Fernando Saavedra Peláez. Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales. [http://www.flacso.edu.mx/contenidos/subsecuente\\_inv.asp?ids=26](http://www.flacso.edu.mx/contenidos/subsecuente_inv.asp?ids=26)

Folleto de la Comisión Nacional del Agua. *Planta Potabilizadora Los Berros. Sistema Cutzamala*. Gerencia Regional de Aguas del Valle de México. Unidad de información y participación ciudadana.

Gobierno municipal de Valle de Bravo. (2000). *Plan de Desarrollo Municipal de Valle de Bravo 2000-2003*.

Gontes, B. R.; Sura, L. R. (2000). *Comportamiento de nitratos y fosfatos en las subcuencas de Amanalco y Valle de Bravo*. En: X Congreso Nacional de Irrigación. Simposio 2. Drenaje, Salinidad y Contaminación Agrícola. Chihuahua, Chihuahua, 16-18 Agosto de 2000.

Gregory, R. (1972). *Backwashing of granular water filters*. *Journal of Sanitary Engineering Division, ASCE* 98(SA4) agosto. pp. 680-681.

Havas-Szilagyi, E. (1998). *National groundwater protection program in Hungary*. Presented at the International Conference of Water and Sustainable Development, Paris, Mar. 19-21, pp.1-5.

Hernández Gómez, V. H. (2000). *Comparación energética de las opciones para el suministro del agua la Zona Metropolitana del Valle de México*. Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Hinrichsen, D.; Robey, B.; Upadhyay, U.D. (1998). *Population Information Program Center for Communication Programs*. The Johns Hopkins University School of Public Health. Vol. XXVI, No. 1. Septiembre.

Hurtado, C.; San Martín, R. (1999). *Coagulantes inorgánicos de usos frecuente en el tratamiento de aguas*. En XXXIX Convención Nacional IMIQ 1999, León, Gto.: Tratamiento y Prevención de Contaminación Ambiental.

Imhoff, K. (1989). Handbook of urban drainage and wastewater disposal. John Wiley & Sons, Nueva York, USA. pp. 129,130.

INE (1999). Informe: Manifestación de Impacto Ambiental Modalidad General y Estudio Técnico Justificativo para Cambio de Uso de Suelo para la "Modificación de la Línea Alternativa 1 y Construcción de la Línea Alternativa 2 del Proyecto de Ampliación y Modernización del Sistema Cutzamala".

Jiménez, C.B. (1995). Filtración de agua. Series del Instituto de Ingeniería. UNAM.

Klohn, W. y Wolter, W. (1998). Perspectives on food and water. Presented at the International Conference of Water and Sustainable Development, Paris, Mar. 19-21, pp. 1-6.

Legorreta, J.; Contreras, María del Carmen; Flores, María de los Ángeles y Jiménez, Noemi. (1997). Los Pozos y sus efectos: El Hundimiento de la Ciudad. Ecológica - Agua. Red Mexicana de ecoturismo.

Legorreta, J.; Contreras, María del Carmen; Flores, María de los Ángeles y Jiménez, Noemi. (1997a). Las cuencas externas. Ecológica - Agua. Red Mexicana de ecoturismo.

Lund, H. F. (1971), Industrial Pollution Control Handbook. Mc Graw-Hill Book Company. México. pp. 5.109-5.115.

Mansilla Elizabeth. (2000). Riesgo y Ciudad. Universidad Nacional Autónoma de México. División de Estudios de Posgrado. Facultad de Arquitectura.<http://www.desenredando.org>

Metcalf y Eddy (1979). Wastewater Engineering: Collection Treatment and Disposal. Editorial. Mc- Graw Hill. USA.

Metcalf y Eddy (1998). Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. Vol. I Mc- Graw Hill-Interamericana Editores, S.A. de C.V. México.

Montgomery, J.M. (1985). Water treatment principles and design. John Wiley and Sons. USA.

Nalco (1989). Manual del agua. Su naturaleza, tratamiento y aplicaciones. Tomo I. Mc Graw Hill . Nalco Chemical Company. Frank Kemmer, John McCallion. pp. 8-6 a 8-8.

Nash, L. (1993). Water quality and health. In: Gleick, P., ed. Water in crisis. New York, Oxford University Press, pp. 25-39.

Niemczynowicz, J. (1996). Wasted waters. UNESCO Sources, No. 84, pp. 8. Nov.

Orta, L.T.; Navarro, G.I.; Coras, G. M.; Romero, V.L. (1988). Diseño funcional e hidráulico de plantas potabilizadoras. Instituto de Ingeniería. UNAM.

Paz, S.A. (1982). Nuevas tendencias en la filtración del agua. En uso de medios filtrantes en ingeniería sanitaria y mecánica de suelos. Sociedad Mexicana de mecánica de suelos A.C. México, D.F.

Polar, P., Devlin, M., Holloway, D. (2001). Managing a complex river catchment: a case study on the river Almond. *The Science of the Total Environment* 265, ELSEVIER, pp. 343-357.

Powell, Sh.T. (1981). Acondicionamiento de aguas para la industria. Cuarta reimpresión. Editorial Limusa, México. pp. 86-90.

Regulación Gestión Ambiental de Agua, suelo y Residuos de la Ciudad de México. Planeación y política Ambiental. Recarga del acuífero en el área de conservación ecológica del distrito federal. <http://sma.df.gob.mx/sima/dgpa/acuifero.htm>

Reynolds, T.D.; Richards, P.A. (1996). Unit operations and processes in environmental engineering. Segunda edición. PWS Publishing Company USA.

Rivera Ruiz, P.; Aguayo Mavridis, A.; Medina Mendoza, R.; Wruck Spillecke, W. y Gómez Garzón A. (1999). Gestión integral en la cuenca valle de bravo para la conservación de los recursos naturales. En: IX congreso Nacional de Irrigación. Simposio 4. Manejo Integral de Cuencas Hidrológicas. Culiacán Sinaloa 27-29 Octubre 1999.

Romero, R., J.A. (1999). Potabilización del agua. Tercera edición. Editorial Alfa Omega, México.

Sandoval, J.M. (2000). Compendio sobre el agua: Un análisis temático para la introducción al quehacer legislativo. Servicios de investigación y análisis. División de Política Social.

SEMARNAP (1999). Programa de trabajo 1999. Cap. 3 Contribución al bienestar social; combate a la pobreza. <http://www.sermarnap.gob.mx/programa99/documento/capitulo3a.htm>.

Spillecke, W.W. (1999) Evaluaciones económicas en agricultura considerando pérdidas de suelo. En: IX congreso Nacional de Irrigación. Simposio 4. Manejo Integral de Cuencas Hidrológicas. Culiacán Sinaloa 27-29 Octubre 1999.

APHA (1995). Standard methods for the examination of water and wastewater. American Public Health Association, American Works Association, Water Environment Federation. 19<sup>th</sup> edition. Washington, D.C.

- Stran, B. C. (1989). Practical handbook of environmental control. C R S. Press Inc. Boca Raton, Florida, USA. pp 192-194.
- Tambo, N. (1990). Basic Concepts and innovative turn of coagulation/flocculation. *Water Supply* 8, Jonkoping, pp 1-10.
- Tchobanoglous, G. y Eliassen, R. (1970). Filtration of treated sewage effluent. *Journal of the Sanitary Engineering Division. ASCE* 96(2), abr. pp.243-265.
- Tchobanoglous, G., Peavy, H.S, Rowe D.R. (1985). Environmental Engineering. Mc Graw-Hill Inc. USA
- Tchobanoglous, G.;Schoroeder, E.D. (1987). Water quality. Characteristics-Modeling-Modification. Addison-Wesley Publising Company.USA.
- Toregas, G. (1983). Using backwashing kinetics to evaluate attachment mechanisms and forces during filtration. *Journal of American Waters Works Association (AWWA)*, may. pp. 254-260.
- Weber, W.J. (1979). Control de la Calidad del agua. Procesos fisicoquímicos. Ed.Reverté. Barcelona.
- World Health Organization (WHO). (1997). Health and environment in sustainable development five years after the earth summit. Geneva, WHO. pp. 19-133.
- World Health Organization (WHO). (1992). Our planet, our health—Report of the WHO Commission on Health and Environment. Geneva. pp. 106-144.

*Anexos*

# *Anexo A*

*Datos históricos de  
calidad de agua del  
Sistema Cutzamala para  
el periodo*

*1998 a 2000*

## ANEXO A

### A. Datos históricos de parámetros fisicoquímicos del Sistema Cutzamala para el período 1998 a 2000.

En éste anexo se presentan los datos de parámetros fisicoquímicos determinados durante el período de 1998 a 2000 y que fueron proporcionados por la Subgerencia de estudios de Calidad del Agua e Impacto Ambiental de la Comisión Nacional del Agua.

#### A.1 Estaciones de monitoreo 1998

El número y ubicación de los sitios de muestreo en los embalses de las presas de Valle de Bravo y Villa Victoria, se establecieron tomando en cuenta las condiciones de representatividad de las características del comportamiento de la calidad del agua dentro de los embalses.

En la presa Valle de Bravo, se estableció una estación en el centro de la cortina, en Villa Victoria otra cerca de la cortina, sobre la margen izquierda de la presa.

En la planta potabilizadora de Los Berros, la estación para muestreo se localiza a la salida de la planta.

En el Vaso regulador de Colorines se estableció una estación, en la cual se realizaron seis muestreos, en la presa Chilesdo y en la presa el Bosque, en las que únicamente se realizó un monitoreo.

A excepción de las estaciones donde se realizaron muestreos esporádicos, en las demás se efectuaron 10 muestreos en cada uno de los lugares antes mencionados, de acuerdo al calendario descrito en la tabla 7.2.1.1.

En las tablas A.1.1, se presentan las fechas en las cuales se realizaron los monitoreos para las presas del Sistema Cutzamala para el año de 1998.

**Tabla A.1.1.** Calendario de monitoreo.

MES	DÍAS
Septiembre	01, 08, 15, 22 y 29
Octubre	13 y 27
Noviembre	10 y 24
Diciembre	08

La Comisión Nacional del Agua, realizó muestreos de campo durante este año, de los cuales se toman únicamente los correspondientes a los meses de septiembre a diciembre para complementar la información.

Los parámetros que se consideraron en los monitores de campo son los siguientes: olor, color, temperatura, pH, conductividad eléctrica, cloro residual, oxígeno disuelto, y turbiedad.

Con relación a los muestreos y determinación de cada uno de los parámetros, se realizaron de acuerdo a los Criterios Ecológicos de Calidad del Agua para fuentes de abastecimiento así como los parámetros contenidos en la NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental, agua para uso y consumo humano y que fueron consideradas durante los muestreos.

En las tablas A.1.2 a A1.9, se presentan los parámetros determinados durante los monitoreos para las presas del Sistema Cutzamala para el año de 1998.

**Tabla A.1. 2. Parámetros de campo, Presa Valle de Bravo.**

PARAMETRO	01/09/98	08/09/98	14/09/98	22/09/98	29/09/98	13/10/98	27/10/98	10/11/98	24/11/98	08/12/98	VALOR PROMEDIO
Color (aparente)	Transp.	Verde claro	Transp.	Verde	Verde	Verde claro	Verde	Verde	Verde	Transp.	
Temperatura (°C)	23.1	22.2	23.1	24.1	22.7	22.8	22.4	22	22	23.1	22.75
pH	7.23	5.63	8.13	7	7.43	8.47	7.07	5.76	7.93	6.99	7.164
Conductividad (µS/cm)	156.5	138.3	160.1	495	137.8	140.3	150.2	170.8	185.4	157.2	189.16
OD (mg/L)	3.1	3.9	3.2	9.3	3.8	4.8	3.7	3.4	4.6	3.9	4.37
Turbiedad (UTN)	7	7.8	8.0	9.15	7.9	13	5.63	8	6.52	8	8.1

**Tabla A.1.3. Parámetros de campo, Presa Villa Victoria.**

PARAMETRO	01/09/98	08/09/98	14/09/98	22/09/98	29/09/98	13/10/98	27/10/98	10/11/98	24/11/98	08/12/98	VALOR PROMEDIO
Color (aparente)	Café claro	Café claro	Café claro	Café	Café	Café claro	Verdosa	Café	Café	Café claro	
Temperatura (°C)	18.2	19.8	18.5	17.7	20.7	18.7	16.8	19.5	19.3	16.4	18.56
pH	6.9	4.39	5.07	7.4	7.03	4.68	7.79	6.65	6.14	7.29	6.384
Conductividad (µS/cm)	109.4	116.4	119.7	123	113.3	115.1	160.1	101.3	138	144.2	124.05
OD (mg/L)	3.6	3.7	3.3	5.4	1.3	4.9	5.4	2.9	4.9	3.6	3.9
Turbiedad (UTN)											

**Tabla A.1.4. Parámetros de campo, Planta potabilizadora "Los Berros".**

PARAMETRO	01/09/98	08/09/98	14/09/98	22/09/98	29/09/98	13/10/98	27/10/98	10/11/98	24/11/98	08/12/98	VALOR PROMEDIO
Color (aparente)	Transp.										
Temperatura (°C)	21.1	22.2	24	22.3	23	21.1	21.1	20.4	21.6	20.9	21.77
pH	5.39	6.87	7	6.81	5.80	7.03	6.98	6.37	7.48	7	6.673
Conductividad (µS/cm)	236	225	264	235	261	247	224	233	1988	218	413.1
OD (mg/L)	4.6	4.7	4.7	4.1	4.6	5	4.6	4.2	1.5	4.2	4.22
Turbiedad (UTN)	5.11	5.1	2.98	4.9	5.10	9	4.71	5.3	0.52	4.9	4.762

Tabla A.1.5. Parámetros medidos en laboratorio presas Chilesdo y el Bosque.

PARAMETRO	VALOR	
	CHILESDO	EL BOSQUE
pH	7.27	6.94
Color (Pt-Co)	7.50	10
Turbiedad (UTN)	14	2.80
Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	56.30	110.60
Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	0.554	0.750
Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> , mg/L)	0.20	0.14
Sólidos disueltos totales (mg/L)	100	176

Tabla A.1.6. Parámetros medidos en laboratorio Vaso regulador de Colorines.

PARAMETRO	VALOR						
	30/01/98	10/02/98	24/02/98	10/03/98	24/03/98	14/04/98	PROMEDIO
pH	6.44	7	7.18	NE	NE	6.95	6.90
Color (Pt-Co)	10	15	10	12.5	5	10	10.36
Turbiedad (UTN)	3.05	11	4	2.5	2.40	1.6	3.74
Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	108.60	89.40	87.70	141.90	99.80	108.20	106.26
Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	0.390	0.420	0.378	0.290	0.170	0.220	0.30
Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> , mg/L)	0.24	0.18	ND	ND	ND	0.17	0.19
Sólidos disueltos totales (mg/L)	168	252	188	176	216	232	209.14

Tabla A.1.7. Parámetros medidos en laboratorio Presa Valle de Bravo.

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
30/01/98	7.17	5	1.20	64	0.215	0.08	84
10/02/98	7.33	10	1.20	50.70	ND	ND	100
24/02/98	7.26	10	1.20	50.70	ND	ND	68
10/03/98	NE	10	1.7	74.20	ND	ND	52
24/03/98	NE	5	2.50	54.20	ND	ND	108
14/04/98	7.92	5	1.50	52.50	0.110	0.25	1000
21/04/98	7.51	7.50	0.90	56.70	ND	ND	152.
06/05/98	6.85	7.50	1.40	52.50	ND	0.10	76
19/05/98	8.4	5	2	56.10	ND	0.26	90
2/06/98	NE	10	1.70	56.70	ND	0.14	104
14/09/98	NE	7.50	6	56.00	ND	NE	98
22/09/98	7	5	4.10	63.50	ND	0.10	148
29/09/98	7.43	10	7.5	60	ND	ND	1112
13/10/98	NE	5	3.5	63	ND	ND	120
27/10/98	NE	5	2.1	61	ND	ND	98
24/11/98	7.93	NE	NE	NE	NE	NE	NE
8/12/98	6.99	NE	NE	NE	NE	NE	NE
PROMEDIO	7.44	7.17	2.57	58.12	0.16	0.16	227.33

**Tabla A.1.8.** Parámetros medidos en laboratorio Presa Villa Victoria.

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
29/01/098	7.38	10	8.20	48.50	0.063	0.37	60
4/04/98	5.98	5	4.50	44.30	0.180	0.45	92
21/04/98	6.99	12.50	4.50	45.80	0.104	ND	104
6/05/98	6.91	12.50	4.80	41.70	0.050	0.20	60
19/05/98	7.33	10	5.20	46.30	ND	0.23	76
2/06/98	NE	12.50	5.80	44.7	ND	ND	68
14/09/98	NE	40	35	43.00	1.620	NE	152
22/09/98	7.4	40	70	51.30	0.622	0.44	232
29/09/98	7.03	15	12	48	0.240	0.12	176
13/10/98	NE	7.5	11	42	0.410	ND	80
27/10/98	NE	5	3.1	58	0.580	ND	120
10/11/98	6.65	10	3.3	45.20	0.590	0.31	162
24/11/98	6.14	NE	NE	NE	NE	NE	NE
8/12/98	7.29	NE	NE	NE	NE	NE	NE
PROMEDIO	6.86	14.62	13.13	46.46	0.46	0.30	118.77

ND<sup>B</sup>: INFEROR AL LÍMITE PRÁCTICO DE CUANTIFICACIÓN

Tabla A.1.9. Parámetros medidos en laboratorio Potabilizadora "Los Berros".

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
29/01/98	7.62	2.50	0.35	68.90	0.3	0.18	140
10/02/98	6.8	2.50	0.31	60.20	0.2	ND	132
24/02/98	7.21	5.00	0.35	52.50	0.148	ND	76
10/03/98	NE	5.00	0.59	100.30	0.1	ND	74
24/03/98	NE	2.50	0.65	50.70	0.189	ND	104
14/04/98	6.99	5.00	0.45	57.7	0.270	0.16	116
21/04/98	7.27	5.00	2.50	57.7	0.26	0.06	116
6/05/98	6.58	5.00	0.84	61.80	0.130	0.12	112
19/05/98	6.8	5.00	0.35	52.90	ND	0.33	110
2/06/98	NE	7.50	1.50	66.50	ND	ND	138
14/09/98	NE	5.00	4.00	85.00	0.7400	NE	176
22/09/98	6.81	5.00	4.30	83.50	0.642	ND	196
29/09/98	5.8	5	2.70	88	0.750	ND	166
13/1/98	NE	2.50	5.20	87	0.480	ND	138
27/10/98	NE	2.50	3.70	80	0.74	ND	166
10/11/98	6.37	2.50	2.90	75.60	ND	0.36	156
24/11/98	7.48	NE	NE	NE	NE	NE	NE
8/12/98	7	NE	NE	NE	NE	NE	NE
PROMEDIO	6.91	4.12	1.98	70.82	0.38	0.22	133.65

Fuente: Comisión Nacional del Agua, 1998

## A.2 Estaciones de monitoreo 1999

Para establecer la ubicación de las estaciones de monitoreo dentro del Sistema Cutzamala se consideraron los siguientes criterios:

Sistemas de presas que alimentan al Sistema Cutzamala:

- ✓ Poblaciones cercanas al sistema
- ✓ Línea de conducción

En estos trabajos se establecieron seis sitios de monitoreo: las presas Valle de Bravo y Villa Victoria, La Planta Potabilizadora lo Berros y los sistemas de conducción y almacenamiento Tanque Pericos, Cruz de la Misión y Lumbrera No.3.

El número y ubicación de los sitios de muestreo en los embalses de las presas Valle de Bravo y Villa Victoria, se establecieron tomando en cuenta las condiciones de representatividad de las características del comportamiento de la calidad del agua dentro de los embalses: en la Presa Valle de Bravo, se estableció una estación en el centro de la cortina, en Villa Victoria otra cerca de la cortina, sobre la margen izquierda de la presa.

En la Planta Potabilizadora de los Berros, la estación para muestreo se localiza a la salida de la planta.

Se efectuaron diez muestreos en cada uno de los lugares antes mencionados, de acuerdo al calendario presentado en la tabla A.2.1.

**Tabla A.2.1.** Calendario de muestreos.

MES	DÍAS
Julio	6 y 20
Agosto	3, 17 y 31
Septiembre	14 y 28
Octubre	12 y 26
Noviembre	9

La Comisión Nacional del Agua, realizó muestreos de campo durante el presente año, de los cuales se toman únicamente los correspondientes a los meses de septiembre a diciembre para complementar la información.

En las presas Valle de Bravo y Villa Victoria, se tomaron muestras para medir los parámetros establecidos en los Criterios Ecológicos de Calidad del Agua, para fuentes de abastecimiento.

En las tablas A.2.2 a A.2.4, se presentan los parámetros determinados durante los monitoreos para las presas del Sistema Cutzamala para el año de 1999.

Tabla A.2.2. Parámetros medidos en laboratorio PRESA VALLE DE BRAVO.

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
02/02	7.06	5	5.2	59	0.18	0.77	102
16/02	7.02	10	4.7	60	0.1	0.14	80
03/03	7.47	10	4.9	59	0.285	0.12	104
16/03	7.8	7.5	5	54	0.293	0.09	132
06/04	8.9	7.5	11	68	0.279	0.11	98
13/04	7.04	7.5	5.2	59	0.305	ND	88
27/04	7.12	15	28	60	0.411	0.35	110
11/05	7	10	44	60	0.274	0.21	92
25/05		7.5	27	59	3.47	0.18	ND
8/06	8.2	10	9.5	72	0.018	0.07	112
22/06		10	1.9	62.4	0.22	0.3	122
6/07	7	15	17	57.6	0.065	0.05	120
20/07	7.6	ND	ND	82	0.23	0.08	114
3/08	6.93	10	11	63	0.41	0.04	96
17/08	0	12.5	10.6	54.72	0.056	0.11	106
31/08	7	12.5	10.2	69.12	0.064	0.24	100
14/09	7.65	10	8	58.2	0.142	0.09	96
28/09	7.35	12.5	10.4	259.7	0.245	0.07	113
12/10		10	6	52.92	0.051	0.04	130
26/10		15	4.1	54.99	0.320.32	0.14	84
9/11		10	4.5	55.97	0.201	0.14	52
PROMEDIO	6.72	10.86	10.69	73.83	0.30	0.14	102.07

**Tabla A.2.3.** Parámetros medidos en laboratorio *PRESA VILLA VICTORIA*.

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
2/02/99	7.11	10	3.5	48	0.25	0.91	116
16/02/99	7.07	7.5	3.5	48	0.14	0.34	84
3/03/99	6.8	12.5	3.5	47	0.337	0.24	120
16/03/99	7	5	3.5	46	0.36	0.4	118
6/04/99	6.81	5	0.58	72	0.584	0.16	138
13/04/99	6.7	10	5.4	44	0.251	ND	76
27/04/99	7.01	17.5	5.1	46	0.263	0.34	130
11/05/99	6.5	1	5.7	48	0.219	0.17	58
25/05/99		5	5.4	53	0.189	0.22	ND
8/06/99	6.7	7.5	2.5	57	0.019	0.26	84
22/06/99		12.5	6	57.6	0.24	0.45	122
6/07/99	6.5	12.5	8	53.8	0.082	0.22	102
20/07/99	6.8	ND	ND	77	0.26	0.15	92
3/08/99	0	40	69	44	0.43	0.37	110
17/08/99	6.58	12.5	8	45.12	0.052	0.12	110
31/08/99	6.9	15	9.2	49.92	0.063	0.31	80
14/09/99	6.5	12.5	9.5	40.74	0.318	0.25	78
28/09/99	7.45	17.5	4.1	200.9	0.691	0.39	88
12/10/99	0	17.5	7.1	52.92	0.184	0.11	108
26/10/99		12.5	4.4	47.13	0.41	0.33	68
9/11/99		12.5	4.9	64.81	0.255	0.44	68
PROMEDIO	5.73	13.74	10.11	61.91	0.27	0.30	95.13

**Tabla A.2.4.** Parámetros medidos en laboratorio POTABILIZADORA "LOS BERROS".

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
2/02/99	7.2	5	1.2	78	0.69	0.11	2208
16/02/99	7	2.5	0.8	87	0.45	0.15	152
3/03/99	6.92	2.5	0.34	66	0.462	0.15	150
16/03/99	6.93	7.5	0.58	75	0.417	0.17	154
6/04/99	6.94	5	0.55	84	0.547	0.12	174
13/04/99	6.7	7.5	0.59	80	0.585	ND	136
27/04/99	6.72	7.5	0.22	50	0.31	0.2	138
11/05/99	6.86	7.5	0.44	60	0.277	0.13	126
25/05/99		2.5	0.37	63	0.282	0.05	0
8/06/99	6.93	5	0.4	58	0.104	0.06	90
22/06/99		7.5	1.9	68.2	0.37	0.24	328
6/07/99	6.46	10	1.6	71	0.405	0.13	140
20/07/99	7	ND	ND	57	0.31	0.27	114
3/08/99	6.45	5	7.1	83	0.61	0.03	170
17/08/99	3.69	7.5	2	104.64	0.461	0.11	164
31/08/99	6.51	5	4.7	80.64	0.46	0.22	126
14/09/99	6.54	2.5	1.5	64.02	0.434	0.23	128
28/09/99	6.73	5	1.3	200.9	0.596	0.12	174
12/010/99	6.57	5	5.1	92.12	0.534	0.08	186
26/10/99		7.5	2.1	82.48	0.63	0.06	144
9/11/99		5	1.1	76.59	0.388	0.06	92
PROMEDIO	6.48	5.69	2.08	83.68	0.46	0.13	210.71

Fuente: Comisión Nacional del Agua, 1999.

### A.3 Estaciones de monitoreo 2000

Para establecer la ubicación de las estaciones de monitoreo dentro del Sistema Cutzamala se consideraron los siguientes criterios:

- ✓ Sistema de presas que alimentan al Sistema Cutzamala
- ✓ Poblaciones cercanas al sistema
- ✓ Línea de conducción

Con tal fin de este estudio se establecieron seis sitios de monitoreo: las presas Valle de Bravo y Villa Victoria, La Planta Potabilizadora los Berros y los sistemas de conducción y almacenamiento Tanque Pericos, Cruz de la Misión y Lumbreras No. 3.

El número y ubicación de los sitios de muestreo en los embalses de las presas Valle de Bravo y Villa Victoria, se establecieron tomando en cuenta las condiciones de representatividad de las características del comportamiento de la calidad del agua dentro de los embalses: en la presa Valle de Bravo, se estableció una estación en el centro de la cortina, en Villa Victoria otra cerca de la cortina, sobre la margen izquierda de la presa.

En la planta Potabilizadora de Los Berros, la estación de muestreo se localiza a la salida de la planta.

Se realizaron once muestreos en cada uno de las estaciones de monitoreo de acuerdo a la tabla A.3.1.

Tabla A.3.1. Calendario de muestreos.

MES	DÍAS
Enero	25
Febrero	19
Marzo	28
Abril	25
Mayo	3
Junio	27
Julio	11 y 25
Agosto	8
Octubre	3
Noviembre	14

Los muestreos fueron realizados por el personal de la GSCA durante el lapso de enero a noviembre del año 2000.

En las presas Valle de Bravo y Villa Victoria, se tomaron muestras para medir los parámetros establecidos en los Criterios Ecológicos de Calidad del Agua, para fuentes de abastecimiento.

En las tablas A.3.2 a A.3.4. se presentan los parámetros determinados durante los monitoreos para las presas del Sistema Cutzamala para el año 2000.

**Tabla A.3.2.** Parámetros medidos en laboratorio PRESA VALLE DE BRAVO.

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
25/01/00		7.5	1.5	57	0.37	0.09	94
19/02/00	9.06	5	2.2	54	0.23	0.09	154
28/03/00	9.66	10	6.4	6.01	0.11	0.35	120
25/04/00	9.66	12.5	3.2	62.1	0.04	0.26	88
3/05/00	7.06	7.5	2.8	64.9	0.17	0.22	118
27/06/00	7.00	10	5.4	58	0.05	0.25	148
11/07/00		7.5	4.5	54.6	0.14	0.14	100
25/07/00		10	7.6	59.5	0.06	0.17	104
8/08/000		17.5	4.8	61.5	0.15	0.2	110
3/10/00	9.02	7.5	1.5	53.8	0.02	0.24	85
14/11/00		7.5	1.5	52.7	0.01	0.26	113.3
PROMEDIO	8.64	9.04	3.42	53.12	0.11	0.21	110.20

Tabla A.3.3. Parámetros medidos en laboratorio PRESA VILLA VICTORIA.

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
25/01/00	7	5	4.5	0.41	0.41	0.26	96
19/02/00	7.14	10	4.5	0.1	0.1	0.22	106
28/03/00	7.58	15	4.8	0.1	0.1	0.44	82
25/04/00	8.85	40	4.6	0.05	0.05	0.39	92
3/05/00	6.9	17.5	30	0.22	0.22	0.25	92
27/06/00	7	12.5	7.7	0.07	0.07	0.42	130
11/07/00		15	8.5	0.09	0.09	0.19	90
25/07/00		12.5	19	0.03	0.03	0.32	68
8/08/000	7.3	25	15	0.24	0.24	0.15	88
3/10/00		12.5	4	0.2	0.16	0.47	90
14/11/00		12.5	5.8	41.8	0.16	0.46	106.6
PROMEDIO	7.40	15.58	9.09	6.56	0.15	0.35	95.17

**Tabla A.3.4.** Parámetros medidos en laboratorio POTABILIZADORA "LOS BERROS".

FECHA	PARAMETRO						
	pH	Color (Pt-Co)	Turbiedad (UTN)	Dureza total (como CaCO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitratos (N-NO <sub>3</sub> , mg/L)	Nitrógeno amoniacal (N-NH <sub>3</sub> , mg/L)	Sólidos disueltos totales (mg/L)
25/01/00	6.73	5	0.6	83	0.77	0.06	150
19/02/00	7.13	2.5	0.3	51	0.29	0.06	130
28/03/00	7.06	7.5	0.8	70	0.19	0.27	136
25/04/00	7.06	7.5	0.4	67.9	0.15	0.31	124
3/05/00		5	0.3	57	0.24	0.24	94
27/06/00	7	5	5.4	55	0.13	0.21	170
11/07/00	6.61	5	0.3	54.6	0.17	0.09	250
25/07/00		7.5	5.5	65.5	0.37	0.23	136
8/08/000		7.5	2.7	88.3	0.71	0.18	170
3/10/00	6.8	2.5	3.5	62.8	0.24	0.32	123.3
14/11/00	0.0	5	0.8	68.7	0.18	0.27	128.3
PROMEDIO	5.52	5.19	1.92	65.79	0.30	0.22	143.32

Fuente: Comisión Nacional del Agua, 2000.

# Anexo B

Criterios ecológicos de calidad de  
agua para fuentes de  
abastecimiento,

CE-CCA-001/89

y

la Norma para agua potable  
NOM-127-SSA-1-1994

## ANEXO B

**Criterios ecológicos de calidad del agua, CE-CCA-001/89, para fuentes de abastecimiento y norma para agua potable NOM-127-SSA1-1994**

**Tabla B.1.** Criterios Ecológicos de Calidad del Agua, CE-CCA-001/89 para fuentes de abastecimiento publicado en el Diario oficial de la Federación el miércoles 13 de diciembre de 1989.

PARÁMETROS	UNIDADES	CRITERIOS ECOLOGICO PARA FUENTE DE ABASTECIMIENTO
pH	pH	5-9
Coliformes totales	NMP/100 mL	ND
Coliformes fecales	NMP/100 mL	1000(XIX)
Color	Pt - Co	75
Turbiedad	UTN	Condiciones naturales
Sabor	Característico	Característico
Olor	Ausente	Ausente
Sulfatos (como $SO_4^{2-}$ )	mg/L	500
Cianuro (CN)	mg/L	0.02
Cloruros (Cl)	mg/L	250
Fluoruros (como F)	mg/L	1.5
Nitratos (N- $NO_3$ )	mg/L	5
Nitritos (N- $NO_2$ )	mg/L	0.05
Sodio (Na)	mg/L	1
Bario (Ba)	mg/L	0.02
Aluminio (Al)	mg/L	0.01
Cadmio total (Cd)	mg/L	0.05
Cromo (Cr)Cobre (Cu)	mg/L	1
Fierro (Fe)	mg/L	0.3
Plomo (Pb)	mg/L	0.05
Manganeso (Mn)	mg/L	0.1
Zinc (Zn)	mg/L	5
Arsénico (As)	mg/L	0.05
Mercurio (Hg)	mg/L	0.001
SAAM	mg/L	0.5
Fenoles totales	mg/L	0.3
Sólidos disueltos totales	mg/L	500
2,4-D	mg/L	0.03
Aldrin	mg/L	0.00003
Dieldrin	mg/L	0.000007
Heptacoloro	mg/L	0.0001
Haxacolorobenceno	mg/L	0.00001
Metoxicloro	mg/L	0.03
BCH g. Lindano	mg/L	0.003
Clordano	mg/L	0.003
4,4- DDT	mg/L	0.001
Bromoformo	mg/L	0.002
Clororformo	mg/L	0.03
Radiactividad		
ALFA TOTAL	Bq/L	0.1
BETA TOTAL	Bq/L	1.0

A continuación se menciona los parámetros contenidos en la modificación a la norma NOM-127-SSA1-1994, Salud Ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización, publicada en el Diario Oficial de la Federación el miércoles 22 de noviembre de 2000.

**Tabla B.2.** Parámetros para agua potable según la modificación de la norma NOM-127-SSA1-1994.

PARÁMETRO	UNIDAD	NOM-127-SSA1 (1994)	DESCRIPCIÓN Y EFECTOS
<b>FÍSICOS</b>			
pH	Pt/Co	6.5-8.5	Indica la actividad del ion hidrógeno (equilibrio ácido base).
Color	UTN	20	Concentración de partículas orgánicas e inorgánicas disueltas en el agua.
Turbiedad	mg/L	5	Cantidad de materia orgánica e inorgánica en el agua.
Cloro libre en aguas cloradas	mg/L	0.2	Compuesto químico que se adiciona al agua como desinfectante.
Cloro libre en aguas sobrecloradas	mg/L	1.5	Compuesto químico que se adiciona al agua como desinfectante.
<b>MINERALES</b>			
Cloruros como Cl <sup>-</sup>	mg/L	250	Cantidad de aniones inorgánicos presentes en el agua.
Dureza total como CaCO <sub>3</sub>	mg/L	500	Concentración de Ca y Mg expresadas como CaCO <sub>3</sub>
<b>SÓLIDOS</b>			
Sólidos disueltos totales	mg/L	1000	Cantidad de material particulado disuelto en el agua.
<b>NUTRIENTES</b>			
Nitrógeno amoniacal como N	mg/L	0.5	Concentración del nitrógeno en su estado final de oxidación.
Nitrógeno de nitritos como N	mg/L	1.0	Concentración del nitrógeno en su estado intermedio de oxidación.
Nitrógeno de nitratos como N	mg/L	10	Concentración del nitrógeno en su estado inicial de oxidación.

**Tabla B.2.** Parámetros para agua potable según la modificación de la norma NOM-127-SSA1-1994 (continuación).

<b>METALES ALCALINOS TOTALES</b>			
Sodio total	mg/L	200	Elemento presente en la mayoría de los minerales.
<b>METALES PESADOS TOTALES</b>			
Hierro total	mg/L	0.3	Elemento que altera las condiciones organolépticas del agua.
Manganeso total	mg/L	0.01	Elemento natural presente en aguas subterráneas
Plomo total	mg/L	0.025	Elemento químico tóxico en altas concentraciones.
Cadmio total	mg/L	0.005	Elemento cancerígeno en altas concentraciones.
Mercurio total	mg/L	0.001	Elemento que afecta al sistema nervioso en altas concentraciones.
Arsénico total	mg/L	0.05	Elemento químico que en forma inorgánica es cancerígeno.
Cromo hexavalente total	mg/L	0.05	Elemento cancerígeno del tracto digestivo y pulmones en el humano.
Aluminio total	mg/L	0.2	Elemento químico que en altas concentraciones produce lesiones cerebrales.
Bario total	mg/L	0.7	Elemento químico altamente tóxico en forma de sales solubles.
Cobre total	mg/L	2	Elemento químico que provoca irritación gástrica en altas concentraciones.
Zinc total	mg/L	5	Elemento químico que altera el sabor natural del agua.
<b>BIOLÓGICOS</b>			
Organismos coliformes fecales u organismos termotolerantes		Ausencia o no detectables	Cantidad de bacterias patógenas provenientes de las heces fecales de animales de sangre caliente
Organismos coliformes totales		Ausencia o no detectables	Cantidad de bacterias patógenas.

**Tabla B.2.** Parámetros para agua potable según la modificación de la norma NOM-127-SSA1-1994 (continuación)

<b>SUSTANCIAS ACTIVAS AL AZUL DE METILENO</b>			
S.A.A.M.	mg /L	0.5	Concentración de detergentes presentes en el agua.
<b>HIDROCARBUROS AROMATICOS</b>			
Benceno	µg/L	10	Compuesto químico cancerígeno, en altas concentraciones.
Etilbenceno	µg/L	300	
Tolueno	µg/L	700	
Xileno ( tres isómeros)	µg/L	500	
<b>FENOLES</b>			
Fenol ó compuestos fenólicos	mg/l	0.3	Compuesto químico cancerígeno, en altas concentraciones.
<b>PLAGUICIDAS</b>			
Aldrin, dieldrin	µg/L	0.03	Compuesto químico cancerígeno y mutagénico en altas concentraciones.
4,4 DDT	µg/L	1	Compuesto químico cancerígeno y mutagénico en altas concentraciones.
hexaclorobenceno	µg/L	1	
Heptacloro, heptacloro epoxido	µg/L	0.03	
Clordano	µg/L	0.2	Compuesto químico cancerígeno y mutagénico en altas concentraciones.
Gamma-HCH(lindano)	µg/L	2	Compuesto químico cancerígeno y mutagénico en altas concentraciones.
Metoxicloro	µg/L	20	Compuesto químico cancerígeno y mutagénico en altas concentraciones.
2,4-D	µg/L	30	Compuesto químico cancerígeno y mutagénico en altas concentraciones.
<b>RADIATIVIDAD</b>			
Radiactividad alfa total	Bq/L	0.56	Elementos cancerígenos en altas concentraciones
Radiactividad beta total	Bq/L	1.85	Elementos cancerígenos en altas concentraciones.

**Tabla B.2.** Parámetros para agua potable según la modificación de la norma NOM-127-SSA1-1994 (continuación).

OTROS			
Fluoruros	mg/L	1.5	En altas concentraciones produce fluorosis dental y esquelética
Cianuros	mg/L	0.07	Altamente tóxico en altas concentraciones.
Sulfatos como SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	mg/L	400	Compuesto químico que provoca daños gastrointestinales y altera el sabor.
Trihalometanos totales	mg/L	0.2	Compuesto químico altamente cancerígeno altas concentraciones.
Yodo residual libre	mg/L	0.2-0.5	

El límite permisible para arsénico se ajustará anualmente, de conformidad con la siguiente tabla de cumplimiento gradual:

**Tabla de cumplimiento gradual**

LÍMITE PERMISIBLE ( mg/L)	AÑO
0.045	2001
0.040	2002
0.035	2003
0.030	2004
0.025	2005

## Anexo C

Relación sólidos suspendidos  
totales (mg/L)

y

Turbiedad (UNT)

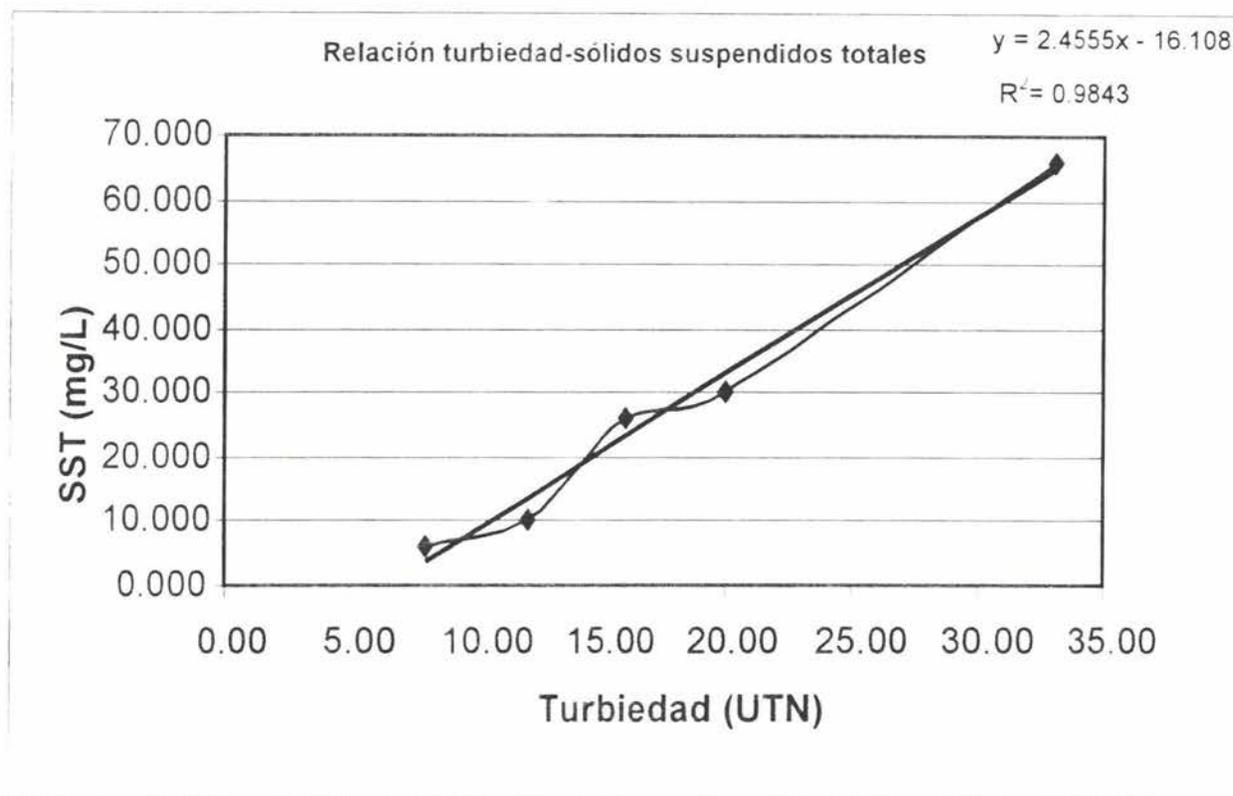
ANEXO C

C. Relación sólidos suspendidos totales (mg/L)- Turbiedad (UTN)

A continuación se presentan los datos experimentales que relacionan turbiedad y sólidos suspendidos totales para el agua del Modulo "C" de la planta Potabilizadora de "Los Berros".

**Tabla C.1.** Datos experimentales para la determinación de la relación de turbiedad con los sólidos suspendidos totales.

Turbiedad (UTN)	SST (mg/L)
8.00	6.0
12.00	10.0
16.00	26.0
20.00	30.0
33.00	66.0



**Figura C.1.** Relación de turbiedad- sólidos suspendidos totales para el agua en estudio.

## Anexo D

Cálculo de la concentración  
de saturación y tiempo de  
retrolavado para los filtros  
de la planta potabilizadora de

” Los Berros ”

ANEXO D

D. Cálculo de la concentración de saturación y tiempo de retrolavado de los filtros de La Planta Potabilizadora de “Los Berros”.

- 1 Cantidad de sólidos depositados (Tchobanoglous y Eliassen, 1970):

$$h_i = a q_i^b$$

- 2 Pérdida de carga hidráulica debida al medio filtrante, Fair-Hatch ( Fair *et al.* , 1968)

$$h = K \nu S^2 \left( \frac{(1-\alpha)^2}{\alpha^3} \right) \left( \frac{L}{d^2} \right) \left( \frac{V}{g} \right)$$

$h_i$ : Pérdida de carga, m

$q_i$ : Concentración de partículas con las que se satura la capa  $i$  del medio, al tiempo  $t$  de filtración,  $mg/cm^3$

$a$  y  $b$  : Constante para las que, en función del tamaño de la partícula del medio y tipo de agua a filtrar, Tchobanoglous (1987) sugiere los valores 0.0115 y 2.41 respectivamente.

$d$ : tamaño específico, m

$\nu$ : Viscosidad cinemática,  $m^2$

$K$ : Constante de filtración, usualmente 6

$S$ : Factor de forma (varía entre 6 y 7.7)

$\alpha$ : Porosidad para arena sílica 0.4

$L$ : Profundidad del filtro, m

$g$ : aceleración debida a la gravedad,  $9.81 m/s^2$

$V$ : velocidad de filtración superficial, m/s

- 3 Sustituyendo en ecuación 2;

$$h = 6 * 1.03 * 10^{-6} * 6^2 \left( \frac{(1-0.4)^2}{0.4^3} \right) \left( \frac{1}{0.00030^2} \right) \left( \frac{1 * 10^{-3}}{9.81} \right)$$

a:	0.0115
b:	2.41
d:	0.0003 m
$\nu$ :	1.00E-06 $m^2/s$
K:	6
S:	6
$\alpha$ :	0.4
L:	2 m
g:	9.81 $m/s^2$
V:	1.00E-03 m/s

$$K \nu S^2 = 0.000216648 m^2/s$$

$$\begin{aligned} (1-\alpha)^2/\alpha^3 &= 5.625 \\ L/d^2 &= 22222222.22 \text{ 1/m} \\ V/g &= 0.000101937 \text{ s} \\ h &= 0.490764526 \text{ m} \end{aligned}$$

4 Cálculo de Ht

$$Ht = h_i = \text{Carga hidráulica} - h$$

Carga hidráulica: 2 m

$$Ht = 1.509235474 \text{ m}$$

5 Despejando de ecuación 1;

$$q_i = \left( \frac{h_i}{0.0105} \right)^{1/2.41}$$

6 Sustituyendo en ecuación 5;

$$q_i = \left( \frac{0.5092}{0.0105} \right)^{1/2.41}$$

$$q_i = 7.565937053 \text{ mg/cm}^3$$

7

$$\frac{q_i}{SST} = \frac{7.5659 \frac{mg}{cm^3}}{0.5 \frac{mg}{L}} = 15.1318741 \frac{L}{cm^3}$$

SST ( mg/L) 0.5

8 Volumen de arena en el Módulo "C",  $V_a$

Área del filtro	176 m <sup>2</sup>
Profundidad del lecho	0.3 m
Volumen de arena del módulo "C", $V_a$	52.8 m <sup>3</sup>

- 9 Volumen de agua para saturar los filtros del Módulo "C"

$$V_s = \left( \frac{q_t}{SST} \right) (Va)$$

$$V_s = 798962952.8 \text{ L de agua para saturar los filtros del Módulo "C"}$$

- 10 Tiempo de retrolavado

Si el flujo diario en el Módulo "C" es de  $6 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_c = 6 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 518400000 \text{ L/día}$$

El tiempo de retrolavado está dado por la siguiente ecuación

$$t = \frac{V_s}{Q_c}$$

Sustituyendo valores;

$$t = 1.54 \text{ días}$$

$$t = 37.0 \text{ horas}$$