

01149  
26



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
CAMPUS MORELOS

EL PROGRAMA ANAITE PARA  
EL ESTUDIO DE LA CALIDAD DEL AGUA EN  
SISTEMAS DE CAUCES NATURALES. APLICACIÓN  
AL RÍO MAGDALENA, COLOMBIA.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA  
P R E S E N T A :  
ING. FRANKLIN M. TORRES BEJARANO

**EJEMPLAR UNICO**

ASESOR: DR. HERMILO RAMÍREZ LEÓN



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

MÉXICO

OCTUBRE DEL 2003

A



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.

# PAGINACIÓN DISCONTINUA

## AGRADECIMIENTOS

A mi director de tesis, Dr. Hermilo Ramírez León, por todo su apoyo en el desarrollo de este trabajo y por la amistad y confianza que me ha brindado.

A mis sinodales, Dra. Patricia Balderas Cañas, M.C. Vicente Fuentes Gea, M.C. Jorge Hidalgo Toledo y Dr. Gabriel Sánchez Guerrero, por sus comentarios acertados y facilitar el trámite de esta tesis.

A la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

Al personal de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (DEPFI), Campus Morelos, por la colaboración que me brindaron cuando la necesité.

A los Doctores. Anne Hansen Hansen y Manfred van Afferden por el apoyo personal y estímulo que me brindaron para la culminación de este trabajo.

A mis compañeros del Laboratorio de Hidrogeoquímica, Angélica Guillén, Luis Carlos González y Nicolas Chapelain.

A mis compañeros de la maestría y de batalla, Nadia, Geni, Ivette, Telly, Heriberto, Willy, Pedro, Ismaquin, Clemente, Roel, Rubén y Toño Blanco.

En especial, le agradezco a Diana por todo su apoyo durante este tiempo en México.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

B

*DEDICATORIA*

*A Dios*

*Porque siempre está manifestándose en mi vida con cosas buenas.*

*A mis Padres*

*Rafael Antonio Torres Pérez y Enalba Judith Bejarano Barrasa*

*A mi Hermano y su esposa*

*Elkin y Sandra*

*A toda mi familia*

*Abuelas, tios, tías, primos y primas.*

*A mis grandes amigos de toda y para toda la vida en Colombia*

*A Mi pueblo*

*El Carmen de Bolívar, Bolívar, Colombia.*

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

C

## TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	i
LISTA DE FIGURAS	iv
LISTA DE TABLAS	viii
NOMENCLATURA	ix
SIMBOLOS GRIEGOS	xii
CONVENCIONES	xiii
RESUMEN	xiv
INTRODUCCIÓN	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	2
1.4 Justificación	5
1.4 Objetivos	5
1.1.4 Objetivo general	5
1.1.5 Objetivos específicos	5
CONSIDERACIONES GENERALES EN MODELACIÓN DE CALIDAD DEL AGUA	6
2.1 Introducción	6
2.2 Alcance de la modelación ambiental	6
2.2.1 Propósitos de la modelación	7
2.3 Selección de modelos de calidad del agua	8
2.3.1 Elección del modelo apropiado	8
2.3.2 Requerimiento de datos	9
2.3.3 Costos del modelo	9
2.3.4 Exactitud del modelo	9
2.3.5 Facilidad de aplicación	10
2.3.6 Resumen para selección del modelo	10
2.4 Modelos matemáticos	11
2.4.1 Implementaciones del modelo	13
2.4.2 Conservación y balance de masa	13
2.5 Comparación de diferentes tipos de modelos	16
2.6 Caracterización de los modelos de calidad de agua en ríos	17
2.6.1 Modelos Lagrangianos	18
2.6.1.1 Modelo de segmento en movimiento	18
2.6.2 Modelos Estocásticos	19
2.6.2.1 Simulación Monte Carlo	19
2.6.2.2 Modelos de series de tiempo sintéticos	20
2.6.2 Modelos Determinísticos	21
2.7 Principales atributos de los modelos de calidad del agua actuales	21

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

2.7.1	Introducción	21
2.7.2	Hidrodinámica e Hidráulica	24
2.7.3	Procesos de Transporte	24
2.7.4	Procesos de Conversión	25
2.7.5	Software y programas de computador	29
<b>PROCESOS FÍSICOS Y QUÍMICOS EN RÍOS</b>		<b>31</b>
3.1	<b>Introducción</b>	<b>31</b>
3.2	<b>Fenómenos de transporte</b>	<b>32</b>
3.2.1	Transporte advectivo	34
3.2.2	Transporte Difusivo	37
3.2.2.1	Difusión Turbulenta	42
3.2.3	Ecuación de Advección–Difusión–Reacción	43
3.2.4	Dispersión y Mezclado	48
3.2.4.1	Coeficiente de Dispersión Longitudinal	49
3.2.4.2	Coeficiente de Dispersión Lateral	50
3.2.4.3	Coeficiente de Dispersión Vertical	52
3.3	<b>Cinética de reacciones químicas</b>	<b>52</b>
3.3.1	Tipos de reacción	52
3.3.2	Cinética de Reacciones	54
3.3.2.1	Reacciones de orden cero	55
3.3.2.2	Reacciones de primer orden	56
3.3.2.3	Reacciones de segundo orden	58
3.3.2.4	Efecto de la temperatura	59
<b>FORMULACIÓN GENERAL DEL MODELO</b>		<b>62</b>
4.1	<b>Introducción</b>	<b>62</b>
4.2	<b>Representación conceptual</b>	<b>62</b>
4.2.1	Descripción del Modelo Desarrollado	63
4.3.1	Modulo Hidrodinámico unidimensional	64
4.3.2	Modulo Hidrodinámico Bidimensional	70
4.3.3	Los módulos de calidad del agua	72
4.3.3.1	Solución de la Ecuación de Difusión-Advección por el método de diferencias finitas	73
4.3.4	El Modulo MODCA 1	76
4.3.4.1	Representación de la temperatura	76
4.3.4.2	Representación de la salinidad	80
4.3.5	El modulo MODCA 2	83
4.3.5.1	Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	84
4.3.5.2	Decaimiento del Oxígeno Disuelto (OD)	86
4.3.5.3	Coliformes	90
4.3.5.4	Nitrógeno	92
4.3.5.5	Fósforo	94
4.3.6	El modulo MODCA 3	98
4.3.6.1	Sustancias tóxicas	99
<b>VALIDACIÓN Y EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL MODELO ANAITE</b>		<b>108</b>
5.1	<b>Introducción</b>	<b>108</b>
5.2	<b>Validación del modulo hidrodinámico</b>	<b>108</b>

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

<b>5.3 Validación del modulo de transporte de escalares</b>	<b>110</b>
Ejemplo 1.	110
Ejemplo 2.	111
<b>5.4 El modulo MODCA-2, para el estudio de la OD, DBO, CF, NO y FO</b>	<b>113</b>
<b>5.5 El modelo bidimensional para el transporte de escalares</b>	<b>115</b>
5.5.1 El campo de temperatura	117
Ejemplo 1.	117
Ejemplo 2.	119
Ejemplo 3.	120
5.5.2 El campo de Salinidad	122
Ejemplo 4.	123
Ejemplo 5.	124
<b>APLICACIÓN DEL MODELO ANAITE AL RÍO MAGDALENA</b>	<b>126</b>
<b>6.1 Introducción</b>	<b>126</b>
<b>6.2 Descripción de la zona de estudio</b>	<b>127</b>
<b>6.3 Simulación de la hidrodinámica en el último tramo del río Magdalena</b>	<b>135</b>
<b>6.4 Simulación de la calidad del agua en el último tramo del río Magdalena</b>	<b>141</b>
6.4.1 El campo de temperatura	143
6.4.2 El campo de salinidad	147
6.4.3 Simulación de la DBO y OD	149
6.4.4 Simulación del nitrógeno y fósforo orgánico	152
6.4.5 Simulación de los Coliformes fecales	153
6.4.6 Simulación de los metales pesados	156
<b>CONCLUSIONES Y PERSPECTIVAS</b>	<b>162</b>
7.1 Conclusiones	162
7.2 Perspectivas	163
<b>GLOSARIO DE TERMINOS</b>	<b>165</b>
<b>REFERENCIAS</b>	<b>169</b>
<b>ANEXO A. RESULTADOS DE CARACTERIZACIONES EN EL RÍO MAGDALENA</b>	<b>172</b>
<b>ANEXO B. DATOS UTILIZADOS Y RESULTADOS DE LA VERIFICACIÓN DEL PROGRAMA ANAITE, APLICANDO CORRELACIÓN LINEAL.</b>	<b>176</b>

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Cuatro periodos en el desarrollo de la modelación de calidad del agua en sistemas acuáticos.	4
Figura 2.1. Sistema de agua – agua residual urbana.	12
Figura 2.2. Representación esquemática de la descarga, transporte, y transformación de dos sustancias moviéndose a través y reaccionando dentro de un volumen de agua.	15
Figura 2.3. Complejidad de varios componentes del río en diferentes modelos de calidad.	16
Figura 2.4. Clasificación de las técnicas de simulación.	17
Figura 2.5. Balance de masa de OD en un segmento en movimiento.	19
Figura 2.6. Diagrama de flujo de procesamiento de datos.	21
Figura 2.7. Descripción esquemática de las cinéticas del modelo QUAL2E.	26
Figura 3.1. Esquema de procesos de transporte (Schnoor, 1987).	34
Figura 3.2. Proceso de transporte advectivo de un plano 1 a un plano 2 (Schnoor, 1987).	35
Figura 3.3. Descripción gráfica del efecto del gradiente de concentración en el flujo de masa.	39
Figura 3.4. Volumen de control para derivar la ecuación 3.8 (Fischer, 1979).	40
Figura 3.5. Rangos típicos del coeficiente de difusión en aguas naturales y sedimentos.	42
Figura 3.6. Variación de la velocidad con el tiempo debido a la turbulencia.	45
Figura 3.6. Cinética de reacción (la forma de la curva depende del orden de la reacción).	55
Figura 3.7. Gráfica de concentración versus tiempo para reacciones de orden cero (Chapra, 1997)	56
Figura 3.8. Grafica semi - logarítmica de una reacción de primer orden.	57
Figura 3.9. Grafica de una reacción de segundo orden con dos reactantes.	59
Figura 3.10. Efecto de la temperatura sobre la tasa de reacción para varios valores de (Chapra, 1997).	61
Figura 4.1. Estructura de un ecosistema de corriente de agua.	63
Figura 4.2. Algoritmo del programa ANAITE	64
Figura 4.3. Esquema de las secciones transversales en un cauce natural levantados en el campo.	65
Figura 4.4. Tramo corto de un río.	66
Figura 4.5. Operación con el método Ezra para determinación de perfiles longitudinales.	67
Figura 4.6. Velocidad media inicial.	71
Figura 4.7. Perfil de velocidades para una sección.	71
Figura 4.8. Generación de los perfiles de velocidad sobre el plano superficial	71
Figura 4.9. Presentación del código de la subrutina MODCA 1.	76
Figura 4.10. Distribución de temperatura en un río debido a descargas de calor.	78
Figura 4.11. Gráfica para el coeficiente de intercambio de calor (Thomann, 1987).	79
Figura 4.12. Presentación del código del modulo MODCA 2.	83

Figura 4.13. Gráfica de remoción total versus profundidad de la corriente.	85
Figura 4.14. Ciclo natural de producción y descomposición orgánica.	87
Figura 4.15. Decaimiento del OD que ocurre después de una descarga en un río.	88
Figura 4.16. Relación de saturación de oxígeno en agua para temperatura y salinidad.	90
Figura 4.17. Ciclo del Nitrógeno en aguas naturales.	92
Figura 4.18. Formas del fósforo encontradas en aguas naturales (Chapra, 1997).	95
Figura 4.19. Ciclo acuático del fósforo (Welch, 1992).	96
Figura 4.20. Presentación del código del modulo MODCA 3.	98
Figura 4.21. Esquema de características principales del destino físico-químico de sustancias tóxicas (Thomann, 1987).	100
Figura 4.22. Esquema para un balance de sólidos suspendidos en un río (Thomann, 1987).	102
Figura 4.23. Parámetros requeridos para calcular la tasa de perdida del tóxico con interacción del sedimento, $vT_s$ , para tres niveles de suposiciones. (Thomann y Salas, 1986).	106
Figura 5.1. Perfil de velocidades para el ANAITE y HEC-RAS.	109
Figura 5.2. Perfil de elevación de la superficie del agua.	110
Figura 5.3. Comparación de los resultados con el modelo DISPER y con el programa ANAITE.	111
Figura 5.4. Comparación de las concentraciones medidas con las calculadas con el programa ANAITE en su versión unidimensional.	113
Figura 5.5. Concentraciones de OD y DBO obtenidas con el QAL2E y el ANAITE.	115
Figura 5.6. Concentraciones de NO y FO obtenidas con el QAL2E y el ANAITE.	115
Figura 5.7. Dominio de estudio y vectores de velocidad considerados.	116
Figura 5.8. Perfiles de velocidad sobre la primera malla del dominio de estudio.	117
Figura 5.9. Plano de concentración de la temperatura. Descarga puntual y al centro del dominio. (a) Temperatura total (b) Evolución del DT.	118
Figura 5.10. Perfil de temperatura. Al centro del dominio y en las paredes.	119
Figura 5.11. Plano de concentración de la temperatura. Descarga puntual, al centro del dominio, y lateral. (a) Temperatura total (b) Evolución del DT.	120
Figura 5.12. Perfil de temperatura. Descarga puntual, al centro del dominio, y lateral.	120
Figura 5.13. Plano de concentración de la temperatura. Descargas puntual, al centro del dominio, lateral, y descarga difusa. (a) Temperatura total (b) Evolución del DT.	121
Figura 5.14. Perfil de temperatura. Descarga puntual al centro del dominio y lateral, y descarga difusa.	122
Figura 5.15. Plano de concentración de la salinidad. Se simula la salinidad del mar y la de agua dulce considerando únicamente el término difusivo.	123
Figura 5.16. Perfil de salinidad considerando únicamente el término difusivo.	124
Figura 5.17. Plano de concentración de la salinidad. Se simula la salinidad del mar y la de agua dulce considerando los términos difusivos y advectivos.	124
Figura 5.18. Perfil de salinidad considerando difusión y advección.	125
Figura 6.1. Localización del tramo de estudio.	128

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 6.2. Distribución espacial de la cuenca del río Magdalena.	129
Figura 6.3. Descargas de sedimentos al Mar Caribe, provocadas por el río Magdalena.	130
Figura 6.4. Ubicación de descargas en el último tramo del río Magdalena.	135
Figura 6.5. Secciones típicas del río Magdalena en el tramo de estudio.	137
Figura 6.6. Perfiles de la superficie libre del agua para el río Magdalena.	139
Figura 6.7. Dominio de estudio y vectores de velocidad considerados.	139
Figura 6.8. Plano de concentración de temperatura. Descarga transversalmente uniforme.	144
Figura 6.9. Perfiles de temperatura, descarga uniforme.	144
Figura 6.10. Plano de concentración de temperatura. Descargas puntuales laterales.	145
Figura 6.11. Perfiles de temperatura, descargas puntuales laterales.	145
Figura 6.12. Plano de concentración de temperatura. Descargas puntuales y difusas.	147
Figura 6.13. Perfiles de concentración, descargas puntuales y difusas.	147
Figura 6.14. Plano de concentración de la salinidad.	148
Figura 6.15. Perfil de salinidad. (a) Escala normal; (b) Escala semi-logarítmica.	149
Figura 6.16. Plano de concentraciones de la DBO, descargas puntuales.	149
Figura 6.17. Plano de concentraciones de OD.	150
Figura 6.18. Perfiles de DBO y OD.	150
Figura 6.19. Plano de concentraciones de la DBO, descarga uniforme.	151
Figura 6.20. Plano de concentraciones de OD, descarga uniforme.	151
Figura 6.21. Perfiles de DBO y OD, descargas uniformes.	152
Figura 6.22. Plano de concentraciones de nitrógeno orgánico, descargas puntuales.	152
Figura 6.23. Plano de concentraciones de fósforo orgánico, descargas puntuales.	153
Figura 6.24. Perfiles de NO, descargas puntuales laterales.	153
Figura 6.25. Perfiles de FO, descargas puntuales laterales.	153
Figura 6.26. Plano de concentraciones de coliformes fecales, descargas puntuales laterales.	154
Figura 6.27. Perfiles de concentración de coliformes fecales, descargas puntuales laterales.	154
Figura 6.28. Plano de concentraciones de coliformes fecales, descarga uniforme transversal.	155
Figura 6.29. Perfiles de concentración de coliformes fecales, descarga uniforme transversal.	155
Figura 6.30. Plano de concentraciones de coliformes fecales, descargas transversales.	156
Figura 6.31. Perfiles de concentración de coliformes fecales, descargas transversales.	156
Figura 6.32. Plano de concentraciones del Hierro.	157
Figura 6.33. Perfiles de concentración del Hierro.	157
Figura 6.34. Plano de concentraciones del Zinc.	158
Figura 6.35. Perfiles de concentración del Zinc.	158
Figura 6.36. Plano de concentraciones del Manganeseo.	159
Figura 6.37. Perfiles de concentración del Manganeseo.	159

Figura 6.38. Plano de concentraciones del Hierro.	159
Figura 6.39. Perfiles de concentración del Hierro.	160
Figura 6.40. Plano de concentraciones del Zinc.	160
Figura 6.41. Perfiles de concentración del Zinc.	160
Figura 6.42. Plano de concentraciones del Manganeseo.	161
Figura 6.43. Perfiles de concentración del Manganeseo.	161
Figura B.1. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y Hec-Ras.	177
Figura B.2. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para la DBO.	178
Figura B.3. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para el OD.	179
Figura B.4. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para el NO.	180
Figura B.5. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para el FO.	180

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Criterios para selección y aplicación de modelos (Crabtree et al,1987)	10
Tabla 2.2. Procesos físicos y químicos del modelo QUAL2E en notación matricial.	27
Tabla 2.3. Procesos físicos y bioquímicos del modulo de calidad del agua del MIKE11.	28
Tabla 2.4. Software importantes en modelación de calidad del agua.	30
Tabla 3.1. Reacciones de segundo orden.	59
Tabla 3.2. Algunos valores típicos de usados en modelación de calidad del agua.	61
Tabla 4.1. Parámetros geométricos e hidráulicos calculados por el modulo hidrodinámico unidimensional para una sección del río Magdalena.	68
Tabla 4.2. Extracto del perfil hidráulico calculado para un gasto de 3000 m <sup>3</sup> /s.	69
Tabla 4.3. Extracto de los datos de entrada para el modulo hidrodinámico bidimensional.	69
Tabla 4.4. Extracto del archivo de coeficientes generado por el modulo hidrodinámico bidimensional.	72
Tabla 4.5. Relación temperatura / salinidad	81
Tabla 4.6. Valores típicos de la tasa de descomposición de la DBO para varios niveles de tratamiento. DBO <sub>u</sub> es la DBO última.	85
Tabla 4.7. Factores que afectan la población de coliformes en aguas naturales.	92
Tabla 6.1. Precipitación anual (mm).	132
Tabla 6.2. Perfil hidráulico calculado para un gasto de 3,000 m <sup>3</sup> /s.	138
Tabla 6.3. Datos de entrada para el módulo hidrodinámico bidimensional.	140
Tabla 6.4. Extracto del archivo de coeficientes generado por el módulo hidrodinámico bidimensional.	141
Tabla 6.5. Ubicación de las descargas identificadas en el tramo estudiado.	142
Tabla 6.6. Concentraciones de las descargas identificadas en el tramo estudiado.	142
Tabla A.1. Calidad de las aguas marinas y estuarinas	172
Tabla A.2. Calidad del agua cruda del río Magdalena en la bocatoma del acueducto de Barranquilla, 1998 - mayo 1999.	173
Tabla A.3. Calidad del agua cruda del río Magdalena en la bocatoma del acueducto de Puerto Colombia, 1998.	174
Tabla A.4. Resultado del análisis del agua del río Magdalena en las área de las térmicas	175
Tabla B.1. Datos arrojados por los modelos ANAITE y Hec-Ras	176
Tabla B.2. Organización de los datos utilizados en la correlación	177
Tabla B.3. Datos organizados para la correlación entre los modelos ANAITE y QUAL2E para la DBO y OD	178
Tabla B.4. Datos organizados para la correlación entre los modelos ANAITE y QUAL2E para el NO y FO	179

## NOMENCLATURA

Símbolo	Definición	Unidades
A	Área de sección transversal	$L^2$
$A_0$	Factor de forma	
B	Ancho medio del río	L
C	Concentración de oxígeno disuelto	$ML^{-3}$
CF	Concentración de coliformes fecales	NMP/100ml
Chl a	Clorofila a (algas)	
$c_p$	Calor específico del agua	$CalM^{-1}C^{-1}$
Cr	Número de Courant	
$C_s$	Concentración de saturación del OD	$ML^{-3}$
$c_{T1}$	Concentración del tóxico en la columna de agua	$ML^{-3}$
$c_{T2}$	Concentración del tóxico en el sedimento	
DBO	Demanda bioquímica de oxígeno	
$\rho$	Densidad del agua	$ML^{-3}$
$D_i$	Coefficientes de difusión turbulenta en la dirección i	$L^2T^{-1}$
DOS	Demanda de oxígeno por sedimentos	$ML^{-3}$
$D_y$	Factor de difusión lateral	$L^5T^{-2}$
E	Activación de energía	$J\ mole^{-1}$
$E_i$	Coefficiente de dispersión (difusión) en la dirección i	$L^2T^{-1}$
$E_y$	Coefficiente de mezclado lateral	$L^2T$
$f_d$	Fracción del tóxico disuelto	
$f_p$	Fracción del tóxico asociado a las partículas	
g	Aceleración debida a la gravedad	$LT^{-2}$
H	Profundidad del agua	L
h	Elevación de la superficie libre del agua	L
$H_e$	Constante de Henry	
hf	Perdida de energía entre la sección 1 y 2	L
k	Altura de rugosidad de Nikuradse	
K	Coefficiente de intercambio de calor promedio aproximado,	$CalL^{-2}T^{-1}C^{-1}$
$k_1$	Coefficiente de desoxigenación	

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Símbolo	Definición	Unidades
$k_2$	Coefficiente de reaireación	
$k_{20}$	Tasa constante a 20 °C	
$k_3$	Coefficiente de remoción de la DBO por sedimentación	$T^{-1}$
$k_4$	Tasa de DOS	$T^{-1}$
$K_d$	Coefficiente de descomposición endógena	$T^{-1}$
$K_f$	Tasa de difusión	$LT^{-1}$
$k_i$	Tasa de intercambio	$LT^{-1}$
$K_m$	Tasa máxima de utilización de sustrato	$T^{-1}$
$k_{oa}$	Tasa para la hidrólisis de N orgánico a N amoniacal	$T^{-1}$
$K_R$	Coefficiente de intercambio total	$T^{-1}$
$K_S$	Concentración de sustrato a la mitad de $\mu_m$	$ML^{-3}$
$L$	Demanda bioquímica de oxígeno	$ML^{-3}$
$I_p$	Tasa de suministro de fósforo orgánico	$ML^{-3}T^{-1}$
$m_1$	Concentración de sólidos en la columna de agua	$ML^{-3}$
$m_2$	Concentración de sólidos en los sedimentos	$ML^{-3}$
$N$	Concentración de nitrógeno orgánico	$ML^{-3}$
$n$	Coefficiente de rugosidad de Manning	
$NH_3$	Amoniaco	
$NO_2$	Nitrito	
$NO_3$	Nitrato	
$N_{-org}$	Nitrógeno orgánico	
$OD$	Oxígeno disuelto	
$P$	Concentración de fósforo orgánico	$ML^{-3}$
$P_{-dis}$	Fósforo disuelto	
$P_e$	Número de Peclet	
$P_{-org}$	Fósforo orgánico	
$Q$	Flujo del río	$L^3T^{-1}$
$R$	Constante del gas ( $8.314 J mole^{-1} K^{-1}$ )	
$R_H$	Radio hidráulico	$L$
$Re$	Numero de Reynolds	
$S$	Concentración de salinidad del agua	$ML^{-3}$
$Sust$	Concentración de sustrato	$ML^{-3}$
$S_0$	Pendiente del canal	

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Símbolo	Definición	Unidades
$S_m$	Salinidad en algún punto de control	
$S_f$	Pendiente de fricción	
$T$	Temperatura promedio del agua	$^{\circ}\text{C}$
$t$	Tiempo	$T$
$T_a$	Temperatura absoluta	$K$
$T_b$	Temperatura natural promedio del agua	$^{\circ}\text{C}$
$U$	Velocidad media de la corriente en la ecuación de transporte	$\text{LT}^{-1}$
$U^*$	Velocidad al cortante	$\text{LT}^{-1}$
$U_i$	Velocidad promedio en la dirección $i$	$\text{LT}^{-1}$
$V$	Velocidad media	$\text{LT}^{-1}$
$v_d$	Velocidad de deposición del metal	$\text{LT}^{-1}$
$V_f$	Velocidad de fricción en las paredes	$\text{LT}^{-1}$
$\nu$	Viscosidad cinemática	$\text{L}^2\text{T}^{-1}$
$v_n$	Perdida neta de sólidos en un tramo del río	$\text{LT}^{-1}$
$v_s$	Velocidad de sedimentación de la DBO	$\text{LT}^{-1}$
$v_s$	Velocidad de sedimentación del metal	$\text{LT}^{-1}$
$v_s$	Velocidad de sedimentación del tóxico particulado	$\text{LT}^{-1}$
$v_T$	Tasa de remoción global de metal	$\text{LT}^{-1}$
$v_{Td}$	Perdida del metal disuelto	$\text{LT}^{-1}$
$v_{Ts}$	Perdida debido a la interacción con el sedimento	$\text{LT}^{-1}$
$v_u$	Velocidad de resuspensión del metal	$\text{LT}^{-1}$
$v_u$	Velocidad de resuspensión en la columna de agua del tóxico particulado	$\text{LT}^{-1}$
$W_T$	Carga de tóxico por unidad de área superficial	$\text{M T}^{-1}\text{L}^{-2}$
$X_i$	Distancia en la dirección $i$	$L$
$Y$	Coefficiente de producción máxima de microorganismos	
$y$	Tirante	$L$
$z$	Elevación del punto más bajo de la sección	$L$

Nota: M = Masa; T = Tiempo; L = Longitud;  $L^2$  = Área;  $L^3$  = Volumen; NMP = Numero más probable.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

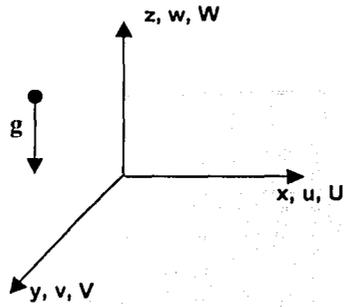
## SIMBOLOS GRIEGOS

Símbolo	Definición	Unidades
$\eta_1$	Coeficiente de partición en la columna de agua	
$\eta_2$	Coeficiente de partición en el sedimento	
$\theta$	Coeficiente de ajuste de la temperatura	
$\Delta x_1$	Distancia entre la sección donde se calcula $F_A$ y la de aguas arriba	L
$\Delta x_2$	Distancia entre la sección donde se calcula $F_B$ y la de aguas abajo	L
$\alpha_1$	Fracción de biomasa algal que es N	
$\beta_3$	Tasa de hidrólisis de N	
$\beta_4$	Tasa de hidrólisis de P	
$\Gamma_C$	Tasa de reacción de transformación	$ML^{-3}T^{-1}$
$\rho$	Tasa de respiración algal	
$\lambda$	Número difusivo	
$\sigma_1$	Tasa de sedimentación algal	
$\alpha_4$	Captación de $O_2$ x algas respiradas	
$\alpha_5$	Captación de $O_2$ x oxidación de $NH_3$	
$\alpha_6$	Captación de $O_2$ x oxidación de $NO_2$ .	
$\alpha_2$	Fracción de biomasa algal que es P	
$\mu_m$	Máxima tasa de crecimiento específico	$T^{-1}$
$\alpha_3$	Producción de $O_2$ x crecimiento de algas	
$\beta_w$	Tasa de decaimiento del fósforo orgánico	$T^{-1}$
$\beta_1$	Tasa de oxidación del amonio	$T^{-1}$
$\beta_2$	Tasa de oxidación del nitrito	$T^{-1}$
$\sigma_4$	Tasa de sedimentación del N	$T^{-1}$
$\sigma_5$	Tasa de sedimentación del N	$T^{-1}$
$\sigma_3$	Tasa fuente de bentos para N	$ML^{-2}T^{-1}$
$\sigma_2$	Tasa fuente de bentos para P	$ML^{-2}T^{-1}$
$\sigma_p$	Tasa constante de sedimentación del fósforo orgánico	$T^{-1}$

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Nota: M = Masa; T = Tiempo; L = Longitud;  $L^2$  = Área;  $L^3$  = Volumen.

## CONVENCIONES



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## RESUMEN

La finalidad de desarrollar un modelo de calidad del agua es presentar una herramienta capaz de simular el comportamiento de los componentes hidrológicos y de calidad del agua de un sistema de corrientes, teniendo en cuenta que una problemática importante de los países en desarrollo es que aún continúan aplicando modelos comerciales desarrollados según variables ambientales y especificaciones inherentes a los países de primer mundo y por consiguiente existe una carencia de modelos creados para sus propios ecosistemas y de acuerdo a sus propias condiciones y variables ambientales.

La componente hidrodinámica se resuelve en dos tiempos, primero se calcula el perfil hidráulico satisfaciendo la ecuación de la energía a partir de una sección de control en donde se conoce el nivel y el caudal; en segundo término, se calcula la hidrodinámica para el plano superficial, utilizando una adecuación a la ley universal de velocidades para secciones irregulares. Esta hidrodinámica sirve de base para la solución del modulo de calidad del agua, el cual está constituido por tres sub-módulos en los que se resuelven las variables físicas, variables químicas y biológicas, y sustancias tóxicas, respectivamente.

El río Magdalena no escapa de ésta problemática, ya que aún siendo el río más importante de Colombia no cuenta con un modelo adaptado específicamente para sus condiciones y características. Por tal motivo se consideró valioso y significativo hacer una aplicación del modelo ANAITE desarrollado en este trabajo al último tramo del río Magdalena, Colombia, considerando que esta zona es utilizada como fuente de abastecimiento para consumo humano, pesca, usos industriales, agrícolas y de navegación.

Los resultados presentan algunos ejemplos de aplicación del programa ANAITE al río Magdalena con varios escenarios de descarga y también simulaciones con información del estado real del río que ha sido reportada en diferentes estudios, utilizada para dar un diagnóstico del estado actual de éste ecosistema en el tramo estudiado.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

# CAPITULO 1

## INTRODUCCIÓN

### **1.1 Introducción**

Los modelos de calidad de agua simulan cambios en la concentración de los contaminantes, así como su movimiento a través del ambiente. Para la mayoría de contaminantes, los mecanismos de transferencia de masa y energía son procesos físicos, químicos y biológicos que también causan cambios en la concentración, provocando que el destino de los contaminantes sea el resultado de la interacción entre la transferencia de masa y la cinética del proceso. Al entrar un contaminante al ambiente, este es dividido en una serie de subsistemas, dentro de los cuales, la concentración puede incrementar o disminuir debido a una gran variedad de mecanismos, en este tipo de situaciones los principales factores que se deben controlar son la naturaleza del contaminante y el método de descarga.

La tendencia mundial, apoyada por las diversas políticas ambientalistas, ha recurrido a diversas medidas que ayuden a controlar la contaminación en sus diferentes formas. Una de estas medidas es el desarrollo y/o calibración de modelos de calidad del agua que ayuden a evaluar y diagnosticar el estado actual de los ríos. Estos modelos de calidad tienen varios componentes que van desde módulos de transporte en donde se resuelven aspectos hidrodinámicos, y módulos de reacción en donde las sustancias y sus efectos son evaluadas por medio de formulaciones o aproximaciones que van desde coeficientes de decaimiento constantes hasta modelos de reacción.

El propósito de este trabajo fue desarrollar un modelo de calidad del agua que se aplicó al tramo final del río Magdalena comprendido entre el puente Pumarejo y su desembocadura al mar en la zona denominada Bocas de Ceniza con una longitud aproximada de 21 Km, debido a que en la actualidad no existe un modelo de calidad del agua que haya sido desarrollado específicamente para este tramo del río y solo se ha hecho adaptación, calibración y aplicación de modelos comerciales desarrollados por organismos extranjeros y para otros ecosistemas que tienen condiciones ambientales diferentes a las propias del río Magdalena.

Primordialmente, se modeló aquellos contaminantes y parámetros físicos y químico – biológicos que determinan la calidad del agua de un río, además de algunos contaminantes que exceden los criterios de permisibilidad admitidos para la destinación del recurso hídrico para consumo humano contemplados en el Artículo 38 del Decreto 1594/84 de Colombia, como el Oxígeno Disuelto (OD), la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), el Nitrógeno orgánico (N), Fósforo orgánico (P), los coliformes fecales (CF), Temperatura, Salinidad, Hierro (Fe), Manganeso (Mn) y Zinc (Zn).

El modelo de calidad del agua desarrollado en este trabajo fue denominado "ANAITE", palabra que proviene del dialecto maya, cuyo significado es "agua limpia".

El modelo general consta de tres partes conceptuales: un primer módulo hidrodinámico que genera el perfil hidráulico del que se obtienen los datos geométricos, de elevaciones y de velocidades medias del río, la generación del campo de velocidades y la resolución del transporte de las sustancias disueltas a causa de procesos físicos, lo que corresponde a un segundo módulo hidrodinámico, y la resolución del decaimiento y/o transformación de esas sustancias debido a procesos físicos, químicos y biológicos, correspondiente al módulo de calidad del agua. Cada uno de los anteriores componentes del modelo conceptual serán descritos oportunamente en el desarrollo del presente trabajo.

## 1.2 Antecedentes

Alentados por la necesidad de controlar la contaminación en las fuentes de agua superficiales y para garantizar la protección de la salud pública, los Ingenieros Sanitarios fueron probablemente los primeros en examinar cuantitativamente la respuesta de una corriente a los procesos físicos, químicos y biológicos provocados por las descargas de



residuos en ésta (Orlob 1983). En la década de los 20s la Comisión del Río Ohio en los Estados Unidos inició un estudio intensivo de fuentes de contaminación y sus impactos en el suministro del agua potable domestica. De esta investigación emergió el primer modelo matemático del cual se tenga conocimiento, desarrollado para un ambiente acuático. Esta es, la ecuación de Streeter-Phelps (1925) que describe el balance del oxígeno disuelto en una corriente, subsecuentes investigaciones han producido una gran gama de modelos de OD para corrientes, lagos y estuarios.

En la década de los 60s, el desarrollo del computador digital llega a ser considerablemente importante. Esto permite un gran avance en los modelos y en los caminos que estos pueden ser aplicados. El primer avance en modelación envolvió expresiones numéricas de las estructuras analíticas (e.g. Thomann, 1963). El oxígeno disuelto fue todavía el centro, pero el computador permitió a los analistas dirigirse hacia sistemas geométricos más complicados, cinéticas y simulaciones cambiantes en el tiempo y en el espacio. En particular, los modelos fueron extendidos a sistemas bidimensionales tales como grandes estuarios y bahías.

En los 70s ocurrió otro cambio. El principal problema de calidad del agua dirigido durante este periodo fue la eutrofización. Como una consecuencia, los modeladores extendieron su alcance para incluir más representaciones mecanicistas de procesos biológicos. En esta década la tecnología de la modelación, al menos la de calidad del agua, alcanzó un punto donde el avance aparentó depender más de la disponibilidad de datos de campo confiables que del ingenio del modelador o del computador. El enfoque cambió hacia la implementación del modelo como una herramienta, requiriendo éste ser calibrado y validado contra el cuerpo de agua. Fue necesario determinar la sensibilidad del modelo en términos de mediciones realistas de la respuesta del sistema (Orlob, 1983). En la figura 1.1 se describe la evolución del desarrollo de la modelación matemática de calidad del agua dividido en cuatro principales fases en las que se relaciona lo concerniente al aspecto social y a la capacidad computacional que fue disponible durante cada uno de los periodos.

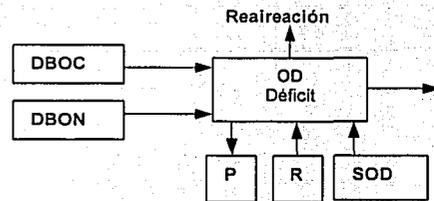
El uso de modelos matemáticos para la simulación de interacciones ecológicas y calidad del agua, en aguas superficiales ha crecido sustancialmente en las dos últimas décadas. Las técnicas de simulación ofrecen una fuente integrada y relativamente completa para la evaluación de diferentes alternativas de descargas de residuos y contaminación de cuerpos de agua superficiales. Muchos de los trabajos en el campo de la modelación de calidad del agua han sido orientados hacia el mejoramiento de los modelos incorporando mejores

técnicas de solución numérica, hacia un complemento extendido de los constituyentes de calidad del agua simulados, y hacia representaciones realistas del fenómeno físico, químico y biológico modelado.

En resumen, la evolución de la calidad del agua en los últimos 70 años ha resultado en una estructura teórica unificada que acompaña a los contaminantes convencionales y tóxicos. Además, una variedad de códigos de computador están disponibles para implementar la teoría.

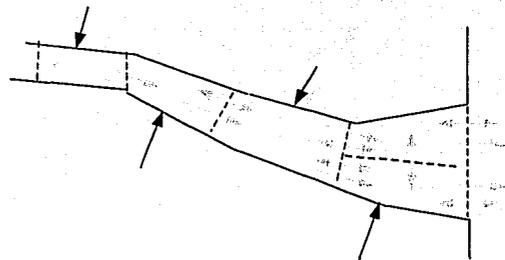
#### 1925 – 1960 (Streeter–Phelps)

*Problemas:* efluente primario y no tratado  
*Contaminantes:* DBO / OD  
*Sistemas:* Ríos / Estuarios (1D)  
*Cinética:* Lineal, realimentación  
*Solución:* Analítica



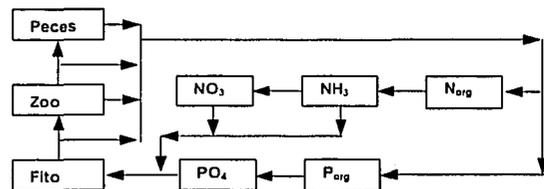
#### 1960 – 1970 (Computarización)

*Problemas:* efluente primario y secundario  
*Contaminantes:* DBO / OD  
*Sistemas:* Ríos / Estuarios (1D / 2D)  
*Cinética:* Lineal, realimentación  
*Soluciones:* Analítica y numérica



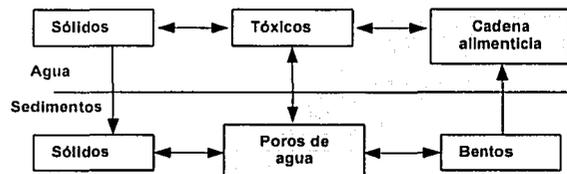
#### 1970 – 1977 (Biología)

*Problemas:* eutrofización  
*Contaminantes:* nutrientes  
*Sistemas:* Lagos / Estuarios / Ríos (1D / 2D / 3D)  
*Cinética:* no lineal, retroalimentación  
*Soluciones:* Analítica y numéricas



#### 1977 – presente (Tóxicos)

*Problemas:* Tóxicos  
*Contaminantes:* Orgánicos metales  
*Sistemas:* Interacción agua – sedimento / interacción cadena alimenticia (lagos / estuarios / corrientes)  
*Cinética:* lineal, no lineal, de equilibrio  
*Soluciones:* numérica y analítica



**Figura 1.1.** Cuatro periodos en el desarrollo de la modelación de calidad del agua en sistemas acuáticos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## **1.4 Justificación**

La necesidad de disponer de medidas de control, amparadas en las normas oficiales de calidad del agua, han obligado a revisar muchos de los criterios tradicionalmente utilizados en la evaluación del agua y los usos que puedan darse a los ríos. Parte importante de esta estrategia es el desarrollo de modelos que transporten contaminantes en cauces naturales y que además consideren los procesos de cambio lo más apropiado posible. Esta es una de las razones por las cuales se ha considerado necesario el desarrollo de un modelo de calidad del agua para aplicarlo al último tramo del río Magdalena, teniendo en cuenta que esta zona también es utilizada como fuente de abastecimiento para consumo humano, para preparación de alimentos, para pesca, para usos industriales, agrícolas y de navegación.

## **1.4 Objetivos**

### **1.1.4 Objetivo general**

Desarrollar un modelo de calidad del agua que permita diagnosticar y pronosticar el estado de los cauces naturales.

### **1.1.5 Objetivos específicos**

- ❖ Desarrollar un modelo de calidad del agua para el estudio de cauces naturales, que permita representar la hidrodinámica y la transformación y decaimiento de sus principales contaminantes apropiadamente.
- ❖ Modelar la calidad del agua realizando estudios de diagnóstico y pronósticos del ecosistema con varios escenarios de descarga.
- ❖ Describir el comportamiento hidrodinámico unidimensional y bidimensional del río Magdalena en el trayecto comprendido entre el puente Pumarejo y la desembocadura al mar en Bocas de Ceniza.
- ❖ Determinar el comportamiento de los principales contaminantes de las aguas del río Magdalena en el tramo estudiado.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO 2

### CONSIDERACIONES GENERALES EN MODELACIÓN DE CALIDAD DEL AGUA

#### **2.1 Introducción**

Los modelos matemáticos se han transformado en una herramienta muy útil para el estudio de fenómenos relacionados con la calidad del agua en cuerpos receptores y fuentes de abastecimiento en los últimos años, debido a la necesidad que se ha planteado la sociedad moderna de preservar el medio ambiente y sus recursos hídricos. Por tal razón han proliferado numerosos modelos de diversos desarrollos, alcance y complejidad, que abarcan toda la gama de necesidades generales desde el balance elemental de masa hasta complejos modelos tridimensionales. Estas valiosas herramientas se vieron a su vez favorecidas por el notable avance de la informática, lo que posibilitó la resolución más rápida de algoritmos muy elaborados y las hace más accesible a cualquier nivel de usuarios.

#### **2.2 Alcance de la modelación ambiental**

Existen por lo menos cuatro razones para construir modelos matemáticos de contaminantes ambientales (Schnoor, 1985):

- ❖ Para ganar un mejor entendimiento del origen, transporte y transformación de componentes químicos y biológicos por cuantificación de sus reacciones, conformación y movimiento.

- ❖ Para determinar concentraciones de exposición a sustancias químicas para organismos acuáticos y/o humanos en el pasado, presente o futuro.
- ❖ Para diagnosticar y pronosticar condiciones con varios escenarios de descarga o manejo de alternativas.
- ❖ Para la asistencia de la gestión ambiental y toma de decisiones referente a la calidad del ecosistema estudiado.

En el primer caso, se quiere conocer hacia donde se van las sustancias químicas y que tan rápidamente son degradadas. Tal punto pertenece al destino, transporte y persistencia de los químicos en el ambiente.

El segundo propósito de los modelos matemáticos, está relacionado con determinar las concentraciones de exposición a químicos, concerniendo a la evaluación de los efectos de los contaminantes químicos. De aquí que nuevos criterios de calidad del agua sean promulgados para tener en cuenta niveles de efectos crónicos y agudos usando frecuencia de duración y exposición. Estos criterios resultan en estándares de calidad de agua que son ejecutables por la ley y requieren la aplicación de modelos matemáticos para la ubicación de descarga de residuos, evaluaciones de riesgos, o evaluaciones de impacto ambiental.

El tercer mayor propósito de los modelos ambientales es predecir futuras concentraciones de sustancias químicas bajo varios escenarios de descarga o manejo de alternativas. La ubicación de descargas de residuos y modelos de exposición para evaluación de riesgos de vertimientos entran en esta categoría. A pesar de que muchos datos de monitoreo son disponibles, siempre será deseable tener un estimado de las concentraciones químicas bajo diferentes condiciones, resultados para un futuro escenario de descarga de residuos, un tiradero pronosticado o reconstruir su historia, o estimar un sitio alterno donde los datos de campo no existen.

### **2.2.1 Propósitos de la modelación**

Los modelos se desarrollan para ayudar a entender los procesos físicos, químicos y biológicos que están activos en ríos naturales. Los modelos de calidad del agua también se desarrollan como herramientas para ayudar a dirigentes y planeadores a controlar el manejo sustentable del río. De esta manera los modelos tienen un rol fundamental en el

entendimiento de las interacciones complejas entre las variables y para ayuda en la toma de decisiones.

### **2.3 Selección de modelos de calidad del agua**

En los últimos 30 años se ha visto el desarrollo de un gran número de modelos de calidad del agua para ríos. Algunos de estos modelos fueron desarrollados para un propósito específico, lo cual ha proporcionado una gran gama para los problemas imaginados por el modelador.

Antes de iniciar el procedimiento de selección, se debe tener una idea clara de las razones para el ejercicio de modelación y los probables requerimientos para cualquier modelo. Este incluirá evaluación de la disponibilidad de datos y decisión de cual es el tipo de modelo más conveniente (e.g. analítico, probabilístico y/o determinístico) y la complejidad relevante de la representación del modelo de los varios sistemas que lo componen. Teniendo decidido los requerimientos generales de modelación, el siguiente paso es la evaluación de los modelos de calidad del agua en ríos que estén disponibles.

Salas (1984) expresó que los factores que influyen sobre el grado de complejidad del modelo incluyen el tipo de problema de calidad del agua que se desea resolver, las características del cuerpo de agua, la disponibilidad de datos observados, históricos, y actuales sobre la calidad del agua y sobre las descargas de aguas residuales, los riesgos para la salud pública y el ambiente relacionados con el área, la gama disponible de opciones y estrategias, y el tiempo y los recursos financieros disponibles.

Grimsrud *et al* (1976) sugieren un procedimiento sistemático para la evaluación de modelos de calidad del agua en ríos. Esta lista permite una comparación entre varios modelos y una evaluación de los probables problemas en su aplicación.

#### **2.3.1 Elección del modelo apropiado**

Se debe definir inicialmente si el modelo es conveniente para el problema de calidad del agua del río. Por ejemplo, un modelo tridimensional desarrollado para un estuario es probable que sea muy complejo para usarlo como un modelo de calidad de agua en ríos. O a

la inversa, un simple modelo de estado permanente puede ser inadecuado en simulación del efecto de tormentas intermitentes en flujos de un río.

### 2.3.2 Requerimiento de datos

Antes de aplicar cualquier modelo de calidad del agua para ríos, se debe tener una idea clara del potencial requerimiento de datos. Si están estos disponibles o si están en suficiente detalle, y en el caso que no estén disponibles se debe saber cuanto costará obtenerlos y finalmente, saber que tan exactos deben ser los datos requeridos. Los datos inadecuados e insuficientes son el factor mas importante que influye en los costos y beneficios del uso de modelos, (Gerber, 1982). El requerimiento de datos es directamente proporcional a la complejidad del modelo, es decir, un modelo sencillo, requiere de menos datos; un modelo complejo requerirá mayor numero de datos.

### 2.3.3 Costos del modelo

Los costos del modelo vienen en dos formas: los costos iniciales y los costos de utilización. Los costos iniciales son aquellos envueltos en la obtención del modelo y la documentación necesaria y equipamiento para *correrlo*. Los costos de desarrollo de un modelo serán mayores que al usar modelos disponibles ya desarrollados. Los costos de utilización incluyen la elaboración y recolección de datos requeridos para configurar, calibrar y verificar el modelo.

### 2.3.4 Exactitud del modelo

En un ejercicio de modelación tres fuentes de error pueden afectar la exactitud de un resultado del modelo (Calow, 1994).

1. *Las simplificaciones del modelo hechas acerca del sistema a modelar.* La representación de los procesos que ocurren dentro del sistema serán incompletas, y el modelo será incapaz de simular completamente los cambios en esos procesos.
2. *La técnica de solución numérica usada por el modelo.* Los modelos con técnicas de solución de diferencias finitas y elementos finitos pueden sufrir de problemas de estabilidad y difusión numérica. Estos problemas numéricos pueden ser controlados con una elección sensible de incrementos temporales y espaciales y mediante la revisión de

los criterios de consistencia y estabilidad dados por los números de Courant, Péclet y el número difusivo.

3. *Inexactitudes en la entrada de datos.* Esto puede ser cualquiera de las inexactitudes inherentes en los datos usados para aplicar un modelo, por lo que la influencia de estos errores necesita ser revisada mediante un análisis de sensibilidad; todos los modelos de calidad del agua tendrán inexactitudes, implicando que el operador / usuario del modelo decida qué nivel de error es aceptable, y lo más importante, es que este error asociado sea cuantificado y recordado cuando los resultados de la simulación estén siendo analizados.

### 2.3.5 Facilidad de aplicación

Se puede invertir mucho tiempo en un ejercicio de modelación cuando un modelo no aplica para usar la muy citada frase, "amigable al usuario". Idealmente un modelo debe tener rápidamente disponible la documentación que cubre cada aspecto de dicho modelo y cómo ésta debe ser organizada para permitir una clara y completa salida de resultados. Además, precisando, que el archivo de entrada de datos sea fácil de ajustar para que esta clase de opciones de repetición se lleven a cabo. Los modelos amigables al usuario suelen ser simplistas y omiten información que puede ser relevante para ciertos estudios; los modelos considerados no amigables, son más elaborados, requieren del análisis numérico y proporcionan información más precisa en sus resultados.

### 2.3.6 Resumen para selección del modelo

El peso relativo dado a los diversos factores variará con cada aplicación y la elección final envolverá el balance de todos los costos potenciales y beneficios obtenidos. Las guías para la selección y aplicación de un modelo de calidad de agua para ríos ha sido resumida por Crabtree *et al* (1987) y están dadas en la tabla 2.1.

**Tabla 2.1.** Criterios para selección y aplicación de modelos (Crabtree et al,1987)

<b>A</b>	<b>Definir el problema y determinar:</b>
(i)	Que preguntas necesitan ser respondidas
(ii)	Que información es requerida
(iii)	Que información está rápidamente disponible
(iv)	Cual es el nivel requerido de precisión y exactitud o grado de confianza en los resultados
(v)	Identificar qué opciones de modelación y control están disponibles

<b>B</b>	<b>Aplicar un modelo apropiado (el mas simple que pueda proporcionar las respuestas):</b>
(i)	Seleccionar o desarrollar un modelo que ataque el problema, no un problema que ataque al modelo
(ii)	Usar el modelo menos sofisticado que proporcionará el nivel requerido de exactitud
(iii)	No confundir la complejidad del modelo con exactitud y precisión
(iv)	Cuestionar si el incremento en exactitud vale el conmensurado incremento en esfuerzo y costos
(v)	Evaluar la sensibilidad del modelo
<b>C</b>	<b>Evaluar los resultados e implicaciones de las predicciones producidas por el modelo:</b>
(i)	Considerar las implicaciones de cualquier suposición de la modelación
(ii)	Considerar las implicaciones del grado de confianza en los resultados
(iii)	Evaluar el valor de los resultados
(iv)	Reevaluar, en la claridad de los resultados, la conveniencia y relativo significado de las opciones disponibles
(v)	Identificar cualquier nueva fuente posible de acción de nuevas opciones.
<b>D</b>	<b>Hacer recomendaciones o decisiones</b>

Los modelos matemáticos de calidad del agua sirven como herramientas imprescindibles en el planeamiento del uso de recursos hídricos para prever el impacto de planes de ingeniería para el control y manejo del medio ambiente. La selección del tipo de modelo matemático a aplicarse depende del problema de calidad del agua y de las inversiones propuestas, destacándose la importancia de establecer una base confiable de datos tanto de calidad del agua del cuerpo receptor como de las fuentes contaminantes para el procedimiento de calibración y verificación de modelos más complejos.

## **2.4 Modelos matemáticos**

Los modelos matemáticos de flujo de agua superficial y de transporte son aplicados a determinadas características relevantes (tales como magnitudes de velocidades y concentraciones) para la solución del diseño o manejo de problemas bajo consideración. En estas aplicaciones de ingeniería la modelación ha sido predictiva en el sentido de que ha dado una profunda visión en las características relevantes bajo condiciones que todavía no existen. Además, las predicciones deben ser lo suficientemente exactas para permitir la solución del diseño o manejo del problema para los cuales fueron elaborados. Así, la habilidad predictiva deberá significar más que la habilidad para producir números que son consistentes con los datos experimentales existentes (Gerrit *et al*, en Fischer, 1981).

Un modelo matemático se puede definir como una formulación idealizada que representa la respuesta de un sistema físico a estímulos externos (Chapra, 1997). Así, de acuerdo a la figura 2.1 un modelo matemático es requerido para computar la calidad (la respuesta) en la distribución del agua (el sistema) como una función del efluente de la planta de tratamiento (el estímulo). Un modelo puede ser representado generalmente como,

$$c = f(W; \text{física, química, biología}) \tag{2.1}$$

De acuerdo a la ec. (2.1), la relación causa efecto entre la descarga  $W$  y la concentración  $c$ , depende de las características físicas, químicas y biológicas del sistema de distribución del agua.

Un paso muy simple para el refinamiento de la ec. (2.1) es emplear una relación lineal para esta ecuación en términos matemáticos como,

$$c = \frac{1}{a} W \tag{2.2}$$

donde  $a$  = un factor de asimilación ( $L^3 T^{-1}$ ) que representa la física, química y biología en el cuerpo receptor. La ec. (2.2) es llamada "lineal" por que  $c$  y  $W$  son directamente proporcionales uno al otro. Consecuentemente si  $W$  es duplicada,  $c$  es duplicada. Similarmente si  $W$  es dividida en dos,  $c$  es dividida en dos.

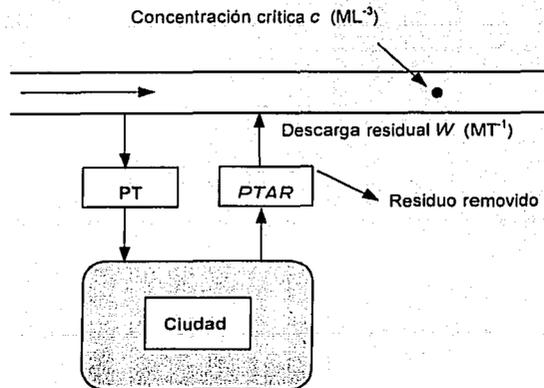


Figura 2.1. Sistema de agua – agua residual urbana.

### 2.4.1 Implementaciones del modelo

La ec. (2.2) puede ser implementada en diversos caminos:

1. *Modo de simulación.* El modelo es usado para simular respuestas del sistema (concentración) como una función del estímulo (descarga) y características del sistema (el factor de asimilación).
2. *Modo de diseño I (capacidad asimilativa).* El modelo puede ser reordenado para producir

$$W = ac \tag{2.3}$$

Esta implementación está referida al modo de "diseño" debido a que provee información que puede ser directamente usada para diseño de ingeniería del sistema. Es formalmente referido como una computación de la "capacidad asimilativa" porque provee un estimado de la carga requerida para encontrar un nivel deseado o estándar de concentración.

3. *Modo de diseño II (modificación ambiental).* Una segunda implementación de diseño es

$$a = \frac{W}{c} \tag{2.4}$$

En este caso el medio ambiente en si mismo es el centro del esfuerzo de remediación. La ecuación 2.4 es formulada para determinar cómo, para una tasa de descarga dada, el medio ambiente puede ser modificado para alcanzar el estándar prescrito. Este tipo de aplicación es requerido cuando un tratamiento económico no es adecuado para encontrar los estándares de calidad del agua.

### 2.4.2 Conservación y balance de masa

Tradicionalmente dos aproximaciones han sido empleadas para estimar el factor de asimilación:

- *Modelos empíricos* que son basados en una aproximación *inductiva* o basados en datos. A menudo envuelven la obtención de valores de W y c de un gran numero de sistemas

que tienen características similares al sistema en cuestión. Se pueden emplear técnicas de regresión para estimar estadísticamente el factor de asimilación.

- *Modelos mecanicistas* basados en una aproximación *deductiva* o teórica. Estos envuelven el uso de relaciones teóricas o principios de organización. Por ejemplo, mucha de la ingeniería clásica esta basada en las leyes de Newton, en particular su segunda ley:  $F=ma$ . Además, grandes leyes universales de conservación de masa y energía son empleadas comúnmente como principios de organización para muchos trabajos de ingeniería.

Aunque las aproximaciones empíricas han demostrado ser valiosas en ciertos contextos de calidad del agua tales como eutrofización de lagos, tienen algunas limitaciones fundamentales.

Los modelos de calidad de agua mecanicistas están basados en la **conservación de masa**; esto es, dentro de un volumen finito de agua, la masa no es creada ni destruida, solo transformada. En términos cuantitativos el principio es expresado como una ecuación de balance de masa que toma en cuenta toda la transferencia de materia a través de las fronteras del sistema y todas las transformaciones que ocurren dentro del sistema. Para un periodo finito de tiempo esto puede ser expresado como,

$$\text{Acumulación} = \text{descarga} + \text{transporte} \pm \text{reacciones} \quad (2.5)$$

La figura 2.2 describe la conservación de masa para dos sustancias hipotéticas que fluyen a través y reaccionan dentro de un volumen de agua. El movimiento de materia a través del volumen de agua es llamado **transporte**. Además, para este flujo, la masa es ganada o perdida por transformaciones o **reacciones** de las sustancias dentro del volumen. Las reacciones adicionan masa por intercambio con otro constituyente dentro de la sustancia que está siendo modelada o remueve masa por transformación de la sustancia en otro constituyente, como se muestra en la figura 2.2, donde X reacciona para formar Y. Finalmente la sustancia puede ser incrementada por descargas externas.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

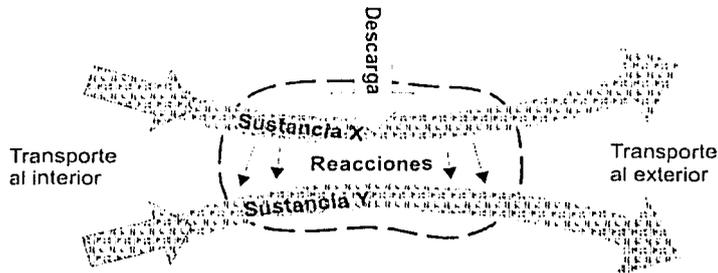


Figura 2.2. Representación esquemática de la descarga, transporte, y transformación de dos sustancias moviéndose a través y reaccionando dentro de un volumen de agua.

Por combinación de todos los factores en la forma de la ecuación de arriba, el balance de masa representa un ejercicio de cuenta del constituyente particular que está siendo modelado. Si, para el periodo de cálculo, las fuentes son mayores que los sumideros, la masa de la sustancia dentro del sistema incrementará, y para el caso contrario, si los sumideros son mayores que las fuentes, la masa decrecerá. Si las fuentes están en balance con los sumideros, la masa permanece a un nivel constante y el sistema se dice está en **estado - fijo** o equilibrio dinámico. La expresión matemática de la conservación de masa, por lo tanto, provee una estructura para calcular la respuesta de un cuerpo de agua a influencias externas.

Debido a que el sistema de la figura 2.2 incluye dos sustancias, deben escribirse balances de masa separados para X e Y, en el que cada uno incluya términos matemáticos para tener en cuenta el transporte de las sustancias dentro y fuera del sistema. Además, el balance para X debe incluir un término para reflejar la pérdida de X a Y por reacción. Igualmente, la ecuación para Y debe incluir el mismo término pero con un signo positivo para reflejar la ganancia de masa por Y debido al mismo proceso. Finalmente, el balance para X deberá incluir un término para la masa ganada por la descarga.

Para situaciones en donde más de dos sustancias interactúan, se deben escribir ecuaciones adicionales. Similarmente, cuando se está interesado en los niveles de la sustancia en varias ubicaciones del volumen, el sistema puede ser dividido en subvolúmenes, para el cual pueden desarrollarse balances de masa separados, adicionando términos de transporte para tomar en cuenta la transferencia de masa entre los subvolúmenes. Esta división de espacio y materia en compartimentos, llamado **segmentación**, es fundamental para la aplicación de la conservación de masa a problemas de calidad del agua.

### 2.5 Comparación de diferentes tipos de modelos

La complejidad de todo modelo de calidad de agua en ríos, incrementa así como el número de alternativas de solución que son estudiadas decrece. El camino en el cual este incremento de complejidad es incorporado en el modelo, depende del problema de calidad del agua que se está simulando. La complejidad de una representación del modelo de calidad del agua en ríos relaciona principalmente a:

1. El número y tipo de determinaciones y procesos de calidad del agua que están siendo simulados. Este varía de la simple determinación conservativa a las complejas interacciones envueltas en la simulación. e.g., Eutrofización.
2. Cómo son simulados los procesos físicos e hidrodinámicos del sistema del río. Este varía de modelos cero dimensionales en estado permanente a modelos tridimensionales completamente dinámicos (flujo y calidad).
3. La sofisticación de la formulación del modelo puede variar del uso de relaciones estadísticas simples al uso de complejas ecuaciones mecanicistas, que pueden ser combinadas en un único diagrama como se muestra en la figura 2.3. Cada eje relaciona un diferente componente del modelo.

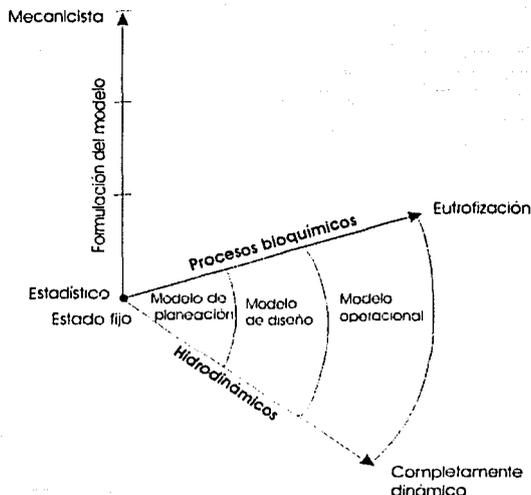


Figura 2.3. Complejidad de varios componentes del río en diferentes modelos de calidad.

## 2.6 Caracterización de los modelos de calidad de agua en ríos

Muchos tipos de modelos de calidad del agua están disponibles, tal que no es posible dar una caracterización o clasificación simple. Sin embargo, en la figura 2.4 se presenta una clasificación que puede ayudar a mostrar algunos tipos de modelos que han sido usados, aclarando que ésta no es una lista exhaustiva.

La distinción fundamental entre simulación y optimización está en el alcance del modelo. La optimización es un grupo de técnicas matemáticas usadas para obtener la mejor solución para alguna situación determinada (en algunos casos, por ejemplo el menos costoso). Estos modelos son utilizados con diferentes fines para el control de contaminación del agua. La discusión de cada uno de ellos está fuera del alcance de este trabajo; para más detalle revisar James (1993).

Los modelos de simulación pueden ser mecanicistas, empíricos, determinísticos, o estocásticos o probabilísticos. Seguidamente, se presenta la descripción de algunos de los tipos de modelos comúnmente utilizados en la simulación de la calidad del agua en ríos.

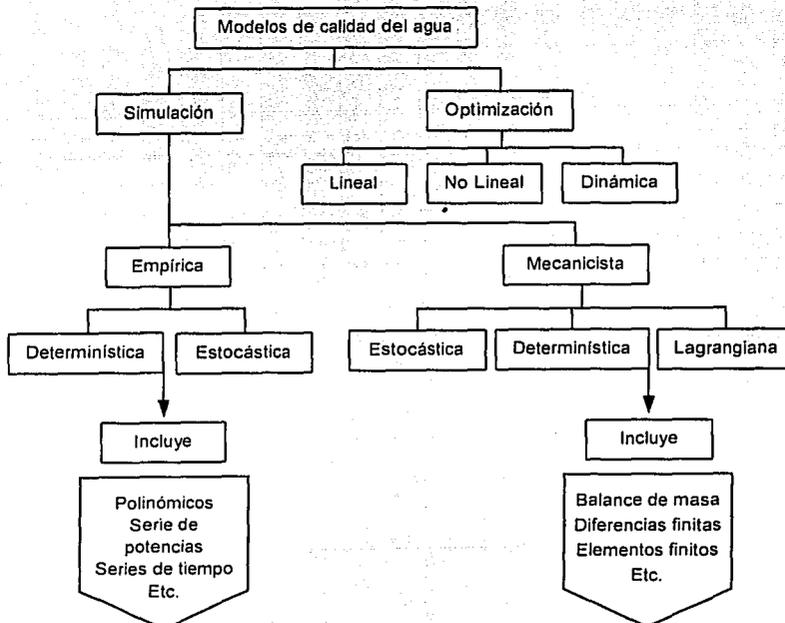


Figura 2.4. Clasificación de las técnicas de simulación.

### 2.6.1 Modelos Lagrangianos

La aproximación de diferencias finitas usa una reja euleriana fija para la solución de la ecuación de advección- difusión-reacción, pero como aproximación alternativa se puede usar una formulación lagrangiana para el modelo. Esta aproximación asume que el observador está viajando a la misma velocidad que el volumen de agua bajo observación, y si también se asume que el mecanismo dispersivo es despreciable, entonces el decaimiento bioquímico es la única fuente de cambio dentro del cuerpo de agua. Si la posición de todos los volúmenes es conocida en cualquier tiempo y sus concentraciones han sido calculadas, entonces una gráfica unidimensional de concentración contra distancia puede ser elaborada para el parámetro de interés.

#### 2.6.1.1 Modelo de segmento en movimiento

La idea básica es simular el flujo en una corriente como una serie de bloques moviéndose consecutivamente aguas abajo. Dentro de cada bloque las variaciones del parámetro estudiado son calculadas sumando cada paso del tiempo los cambios debido a todos los procesos envueltos, como se muestra en la figura 2.5.

La tasa de movimiento de los bloques está relacionada a la tasa de flujo y al área de sección transversal; a medida que el flujo varía, el área de sección transversal es ajustada y un nuevo tiempo de viaje es calculado. Los bloques se consideran discretos y no se permiten cambios en la concentración del parámetro entre bloques, sin representar esto una desventaja porque el paso del tiempo para la segmentación es tan corto que es improbable que el bloque adyacente tenga concentraciones considerablemente diferentes de la sustancia analizada.

Así como los bloques se mueven aguas abajo, la tasa de consumo y producción de la sustancia de interés varía debido a diferencias en velocidad, naturaleza del lecho, concentración orgánica, la luz del día, etc. Algunas de estas diferencias están asociadas con las características físicas cambiantes del río y por esta razón el modelo del río es dividido en tramos.

El final de cada tramo marca un punto de discontinuidad en las condiciones físicas o puede marcar una discontinuidad en el perfil de la sustancia analizada (e.g. oxígeno) debido a una

presa. La subdivisión del río en tramos es hecha también en el lugar donde entra mayor número de tributarios o efluentes de agua.

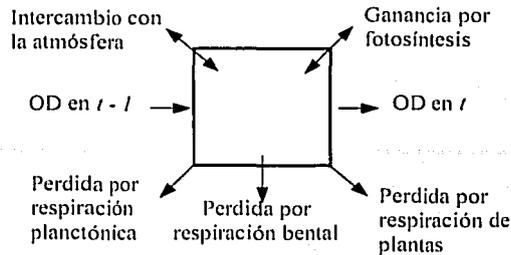


Figura 2.5. Balance de masa de OD en un segmento en movimiento.

### 2.6.2 Modelos Estocásticos

Los modelos estocásticos permiten que fluctuaciones aleatorias sean reproducidas en sistemas naturales. Conforme a que los estándares de calidad del agua están siendo expresados en términos de probabilidad, es importante en la simulación de la calidad del agua de un río, ser capaces de incluir estas variaciones aleatorias en calidad provocadas por fluctuaciones en la descarga, flujo y otras variables ambientales. Dos aproximaciones fundamentalmente diferentes han sido adoptadas, que son:

- a) Simulación Monte Carlo en estado permanente
- b) Simulación de series de tiempo dinámicas

#### 2.6.2.1 Simulación Monte Carlo

En su forma más simple y popular, esta envuelve el uso de un modelo de balance de masa repetidamente con variación en las condiciones de entrada para generar una salida en forma de una distribución de frecuencia de la concentración del contaminante. La metodología consiste de los siguientes pasos:

1. Muestra de una distribución de frecuencia de flujos;
2. Muestra de una distribución de frecuencia de cargas;
3. Calcular la concentración después de la dilución inicial;

4. Dirigir la contaminación aguas abajo y calcular la concentración resultante permitiendo el decaimiento, incrementando la dilución, etc.;
5. Construir la distribución de frecuencia de concentraciones resultante de la repetición de los pasos (1) y (4).

Las ventajas importantes de esta aproximación son el mínimo requerimiento de datos de campo y de computación, aunque existen dos desventajas significantes: la primera es debido a la orientación simplista del contaminante hacia aguas abajo, el cual se hace usualmente usando los datos del tiempo de viaje, lo que se considera como un problema en el modelo, que hace más difícil la distinción del efecto de diferentes estrategias de contaminación. Segundo, el modelo puede ser usado para calcular el porcentaje de confianza, pero no da indicación de la frecuencia o duración de cualquier lapso, lo cual dificulta la interpretación de su impacto ecológico. También, la base estadística de esos modelos, a menudo asumen que las cargas, flujos, etc. son independientes, variables aleatorias, cuando por el contrario en realidad están fuertemente correlacionadas y contienen un alto grado de auto-correlación.

#### 2.6.2.2 Modelos de series de tiempo sintéticos

Esta aproximación ha sido implementada usando un modelo de diferencia finita dinámico. Los datos del río son analizados de dos maneras (ver figura 2.6):

- a) El análisis de series de tiempo es usado para extraer la tendencia, el armónico y variación residual para el flujo, velocidad y cargas.
- b) La estimación de parámetros es usada para extraer los valores de coeficientes para dispersión, reaeración, decaimiento, etc.

La información extraída puede ser usada para generar secuencias sintéticas de la calidad del agua. Estas pueden ser examinadas en una manera más completa que con la simulación Monte Carlo. Pero hay indiscutibles castigos en términos de la colección de datos y la computación.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

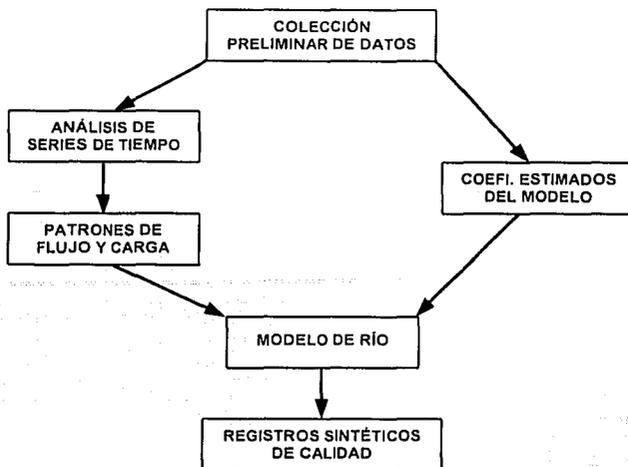


Figura 2.6. Diagrama de flujo de procesamiento de datos.

### 2.6.2 Modelos Determinísticos

Un modelo matemático determinístico es aquel que estima un resultado o una respuesta sin error, o dicho de otra forma, es aquel que no permite error en la predicción de la respuesta. Los modelos determinísticos tienen una relación fija entre las entradas y salidas, todas estas relaciones son rigidamente calculadas, y las salidas y entradas similarmente se asumen que no están sujetas a variaciones aleatorias. Por ejemplo la velocidad de un cuerpo depende del producto de su masa por la aceleración.

## 2.7 Principales atributos de los modelos de calidad del agua actuales

### 2.7.1 Introducción

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los modelos de calidad del agua para ríos han sido usados extensivamente en la investigación, así como en el diseño y evaluación de medidas de manejo y control de la calidad del agua. La aplicación de modelos matemáticos en fechas anteriores estaba encaminada a los estudios iniciales de agotamiento de oxígeno debido a la contaminación por residuos orgánicos, desde entonces los modelos han sido constantemente refinados y actualizados para encontrar nuevas salidas a los problemas de contaminación de calidad del agua, tales como eutrofización, toxicidad aguda y crítica, etc. Para manejar las complejas interacciones causadas por la creciente influencia de las actividades humanas en ríos, esto

es hoy obligatorio para acoplar los modelos de calidad del agua con los modelos que describen emisiones del drenaje y sistema de alcantarillado. En esta sección se dará una atención especial a la modelación de los procesos de conversión y también a los métodos y herramientas para trabajar con los modelos, es decir, la estimación de parámetros, software de simulación, etc.

Los modelos de calidad de agua en ríos buscan describir los cambios espaciales y temporales de los constituyentes de interés. A medida que ha ido evolucionando la modelación de la calidad del agua, componentes o variables de estado se han ido incorporando gradualmente en los modelos en las últimas siete décadas, siguiendo también la evolución de los problemas concernientes a la calidad del agua, caracterizándose entre otros, la familia del oxígeno, nutrientes o eutrofización, materiales tóxicos, y así sucesivamente. La complejidad va desde el simple modelo de Streeter-Phelps (Streeter-Phelps, 1925) con dos variables de estado, hacia el QUAL2E y herramientas similares que describen comprensivamente los ciclos del oxígeno (O), nitrógeno (N) y fósforo (P) con alrededor de diez variables de estado (Brown y Barnwell, 1987), hasta modelos de ecosistemas que pueden considerar sólidos suspendidos, varias clases de algas, zooplancton, invertebrados, plantas, y peces (Boling et al, 1975; Wlosinski y Minshall, 1983). La elección del modelo depende de muchos factores diferentes tales como los objetivos del análisis, como también la disponibilidad de datos y tiempo; detalles de los criterios de selección de modelos de calidad del agua fueron presentados anteriormente en la sección 2.3. Esta revisión de modelos de calidad del agua para ríos, estará limitada solamente al tratamiento de los constituyentes tradicionales como son: O, N, y P.

Los cambios en la calidad del agua en ríos debido a-transporte físico y procesos de intercambio (tal como la advección y difusión) y procesos de conversión biológicos, químicos, bioquímicos y físicos en la fase agua son gobernados por un conjunto de ecuaciones bien conocidas como ecuaciones de transporte.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -u \frac{\partial c}{\partial x} - v \frac{\partial c}{\partial y} - w \frac{\partial c}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( E_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) + \Gamma_c \quad (2.6)$$

donde  $c$  es el vector de concentración de masa  $n$  dimensional para las  $n$  variables de estado;  $t$  es el tiempo;  $x, y, z$ , son las coordenadas espaciales;  $u, v$  y  $w$  los componentes de velocidad correspondientes;  $E_x, E_y$ , y  $E_z$  son coeficientes de difusión turbulenta para las

direcciones  $x$ ,  $y$ ,  $z$ , respectivamente;  $\Gamma_C$  es el vector  $n$  dimensional de la tasa de cambio de las variables de estado debido a conversión biológica, química, y otros procesos como función de la concentración. Está ecuación será descrita con mayor detalle en el siguiente capítulo.

La ecuación (2.6) es una muy conocida ecuación diferencial parcial (EDP) que puede ser resuelta numéricamente (usualmente después de promediar sobre la profundidad o el área de sección transversal reduciendo el número de dimensiones y conduce a la introducción del coeficiente de dispersión. (Esto se puede ver más a fondo en el capítulo 3) o usando una aproximación conceptual o solución analítica que asume que el sistema consiste de  $m$  tanques interconectados (completamente mezclados y/o flujo pistón) o segmentos que conducen a  $n \times m$  ecuaciones diferenciales ordinarias (EDO).

La ecuación (2.6) ofrece no solamente la ecuación gobernante básica de modelos de calidad del agua, sino que también establece una estructura útil y los principales elementos del modelo que son los siguientes (Rauch et al, 1998):

- El modelo hidrodinámico para derivación de los componentes de velocidad  $u$ ,  $v$ , y  $w$ , coeficientes de difusión turbulenta  $E_x$ ,  $E_y$ , y  $E_z$ ;
- La ecuación de transporte (o advección-difusión-reacción, que describe el comportamiento de las tan llamadas sustancias conservativas) y su solución;
- El modelo de creación / destrucción,  $\Gamma_C$ . Requiere para su desarrollo de una adecuada combinación de conocimientos teóricos y empíricos que permitan una apropiada representación matemática del fenómeno y la sustancia que se está estudiando.
- Para este último propósito, se requieren metodologías tales como calibración, validación, identificación, análisis de sensibilidad y de incertidumbre que ayuden a la selección y prueba del modelo de creación / destrucción (Beck, 1987);

Seguidamente, se discutirán las características de los modelos de calidad del agua para los componentes mencionados arriba con un análisis corto; detalles del tema se pueden encontrar entre otros en Thomann y Mueller (1987), Orlob (1983), Crabtree (1986), McCutcheon (1989), Whitehead (1984).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 2.7.2 Hidrodinámica e Hidráulica

El flujo en un río es descrito por las ecuaciones de continuidad y movimiento. Esta última expresada como la ecuación de Navier-Stokes Reynolds. Existen varios modelos para propósitos de calidad del agua apoyados en la conocida ecuación de Saint Venant (1D) integrada en la sección transversal, o bien modelos desarrollados con aproximaciones a esta ecuación, son frecuentemente utilizados.

Diferentes formas y aproximaciones a la ecuación Saint Venant son conocidas, dependiendo si el flujo es continuo o variable y cuales simplificaciones son realizadas. Para estudios de calidad del agua es empleada la ecuación de flujo permanente gradualmente variado, la cual puede ser además simplificada a la conocida ecuación de Manning como es hecho en el QUAL2E de la EPA-USA.

### 2.7.3 Procesos de Transporte

Como se vio en la ecuación (2.6), el transporte de las sustancias disueltas en ríos está gobernado por la advección y la difusión turbulenta. El mezclado inicial en la zona cerca del campo puede depender del transporte de momento; este es un fenómeno que es importante si el flujo de descarga es grande (e.g. contaminación termal). El proceso de transporte está caracterizado por dos longitudes de mezclado,  $L_1$  y  $L_2$ , que son las distancias de mezclado completo a lo largo de la profundidad y sobre la sección transversal entera, respectivamente. Para ríos poco profundos,  $L_1$  es pequeño y así puede aplicarse la ecuación (2.6) en forma bidimensional integrada en la profundidad. Como un resultado de la integración, los impactos de corte o no uniformidad espacial en la velocidad advectiva aparecen en un término que se asume ser de tipo Fickiano, y los parámetros unidos de difusión así obtenidos son llamados *coeficientes de dispersión*. Sus valores dependen fuertemente de la pendiente, morfología, y rugosidad del cauce, principalmente, y se pueden tomar de formulas empíricas (Fischer *et al*, 1968; ver también sección 3.2.3 de este trabajo) o de mediciones con trazadores *in situ*.

Para estudios de calidad del agua en ríos que son grandes en comparación a  $L_2$  y dominados por cambios longitudinales y temporales, además la integración es posible a lo largo del ancho, lo que conduce a la ecuación de advección-difusión-reacción unidimensional (e.g. James, 1993); alternativamente el efecto de la dispersión puede describirse de manera aproximada dividiendo la sección transversal del río en una zona advectiva y una zona de

estanque (Reichert y Wanner, 1991). En una forma vectorial correspondiente a la ecuación (2.6), esta ecuación unidimensional puede ser escrita como:

$$\frac{\partial(AC)}{\partial t} + \frac{\partial(QC)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( AE_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + A\Gamma_C \quad (2.7)$$

donde A = área de sección transversal; Q = tasa del flujo;  $E_x$  = coeficiente de dispersión longitudinal; C = vector de concentraciones promediados en la sección transversal de varios constituyentes;  $\Gamma_C$  = vector tasa de cambio de las concentraciones de los constituyentes debido a procesos de conversión, los cuales son una función de los parámetros expresados en términos de C; Los modelos de calidad del agua descritos por la función  $\Gamma$  pueden ser desarrollados paso a paso e independientemente de las descripciones hidráulicas. La descripción detallada de esta ecuación se presenta en el capítulo 3 de este trabajo.

#### 2.7.4 Procesos de Conversión

Como se vio previamente, los procesos de conversión describen cambios en la concentración de constituyentes debidos a procesos físicos, químicos, bioquímicos y biológicos. El desarrollo histórico de los modelos de oxígeno, nitrógeno y fósforo muestran paso a paso extensiones y aumento en la complejidad de la siguiente manera:

- i) El punto de arranque fue el modelo pionero de Streeter-Phelps (Streeter y Phelps, 1925) que describía el incremento y seguido decrecimiento del déficit de oxígeno aguas debajo de una fuente de material orgánico;
- ii) Esto después fue extendido a procesos de nitrógeno (el modelo detallado de la EPA con nitrificación fue llamado QUAL1), y
- iii) Finalmente el ciclo del fósforo y las algas fueron adicionadas en la creación de la familia del QUAL2E (Brown y Barnwell, 1987). Hoy en día, existen disponibles varias versiones del estado del arte del modelo QUAL2E (que también incluyen refinamientos y extensiones) dependiendo del propósito del uso (investigación, regulación, planeación). La figura 2.7 muestra esquemáticamente los procesos incluidos en este modelo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

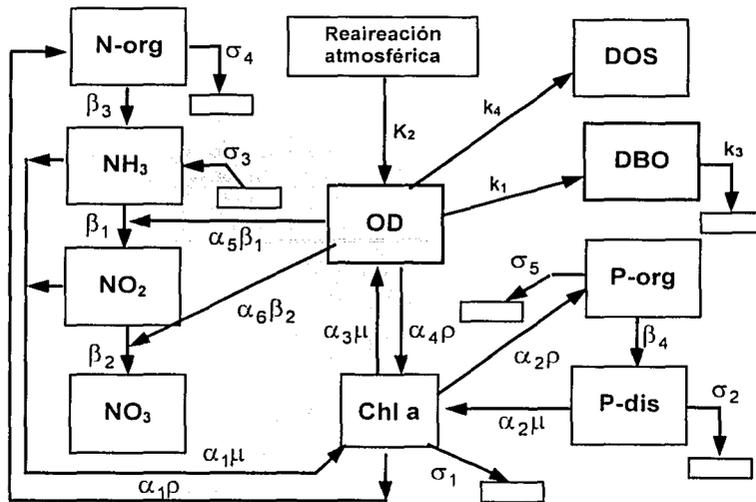


Figura 2.7. Descripción esquemática de las cinéticas del modelo QUAL2E.

OD = oxígeno disuelto

DBO = demanda bioquímica de oxígeno

DOS = demanda de oxígeno por sedimentos

NH<sub>3</sub> = Amoníaco

NO<sub>2</sub> = nitrito

NO<sub>3</sub> = nitrato

N-org = nitrógeno orgánico

Chl a = clorofila a (algas)

P-org = fósforo orgánico

P-dis = fósforo disuelto

$k_1$  = coeficiente de desoxigenación

$k_2$  = coeficiente de reaireación

$k_3$  = tasa de sedimentación de DBO

$k_4$  = tasa de DOS

$\rho$  = tasa de respiración algal

$\sigma_1$  = tasa de sedimentación algal

$\sigma_2$  = tasa fuente de bentos para P

$\sigma_3$  = tasa fuente de bentos para N

$\sigma_4$  = tasa de sedimentación del N

$\sigma_5$  = tasa de sedimentación del N

$\beta_1$  = tasa de oxidación del amoníaco

$\beta_2$  = tasa de oxidación del nitrito

$\beta_3$  = tasa de hidrólisis de N

$\beta_4$  = tasa de hidrólisis de P

$\alpha_1$  = fracción de biomasa algal que es N

$\alpha_2$  = fracción de biomasa algal que es P

$\alpha_3$  = producción de O<sub>2</sub> x crecimiento de algas

$\alpha_4$  = captación de O<sub>2</sub> x algas respiradas

$\alpha_5$  = captación de O<sub>2</sub> x oxidación de NH<sub>3</sub>

$\alpha_6$  = captación de O<sub>2</sub> x oxidación de NO<sub>2</sub>.

El modelo QUAL2E incluye degradación de material orgánico, crecimiento y respiración de algas, nitrificación (considerando el nitrito como un producto intermedio), hidrólisis de nitrógeno orgánico y fósforo, reaireación, sedimentación de algas, fósforo orgánico y nitrógeno orgánico, captación de oxígeno por sedimentos, y sedimentos liberados de

nitrógeno y fósforo. Todos estos procesos consideran el efecto sobre el ciclo del oxígeno, nitrógeno y fósforo.

**Tabla 2.2.** Procesos físicos y químicos del modelo QUAL2E en notación matricial.

	Componente	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Tasa del proceso
	Procesos	OD	DBO	ABM	N-org	NH <sub>3</sub>	NO <sub>2</sub>	NO <sub>3</sub>	P-org	P-dis	[ML <sup>-3</sup> T <sup>-1</sup> ]
1	Reaireación	1									$K_2(OD_{sat}-OD)$
2	Biodegradación	-1	-1								$K_1 DBO$
3	Sedimentación DBO		-1								$K_3 DBO$
4	DOS	-1									$K_4/d$
5	Fotosíntesis	a3		1		-0.07 (FNH <sub>4</sub> )		-0.07 (1-FNH <sub>4</sub> )		-0.01	$\mu_{max} \cdot ABM \cdot f(L,N,P)$
6	Respiración	-a4		-1	0.07				0.01		$\rho \cdot ABM$
7	Sedimentación algal			-1							$\sigma_1/d \cdot ABM$
8	Hidrólisis nitrógeno				-1						$\beta_3 \cdot N\text{-org}$
9	Nitrificación 1 <sup>er</sup> paso	-3.43					1				$\beta_1 \cdot NH_3 \cdot f(\text{nitr})$
10	Nitrificación 2 <sup>da</sup> paso	-1.14					-1	1			$\beta_2 \cdot NO_2 \cdot f(\text{nitr})$
11	Sedimentación de N				-1						$\sigma_4 \cdot NH_3$
12	N liberado de sedim.										$\sigma_3/d$
13	Hidrólisis del P								-1	1	$\beta_4 \cdot P\text{-org}$
14	Sedimentación de P								-1		$\sigma_5 \cdot P\text{-org}$
15	P liberado de sedim.									1	$\sigma_2/d$

Donde,  $OD_{sat}$  = concentración de saturación del oxígeno disuelto; ABM = biomasa algal; d = profundidad media de la corriente;  $\mu_{max}$  = tasa máxima de crecimiento algal; a3 = coeficiente estequiométrico; f(L,N,P) = factor de limitación de crecimiento algal; f(nitr) = factor limitante de nitrificación; FNH<sub>4</sub> = factor de preferencia del amonio. Las otras variables, ya han sido definidas.

Los procesos de formulación de otros modelos de calidad del agua para ríos son similares, como se ilustra por el modulo de calidad del agua del programa MIKE11 (DHI, 1992) dado en la tabla 2.3 en la misma notación. A pesar de esta similitud general, existen algunas diferencias notables. La diferencia más importante es la división de la materia orgánica en disuelta, suspendida, y fracciones sedimentadas en el MIKE11, haciendo posible modelar la fracción de demanda de oxígeno por sedimento causada por materia orgánica sedimentada

mecanicamente y modelar el desarrollo de la materia orgánica en el sedimento (sedimentación, degradación y resuspensión). La aproximación usada en el QUAL2E con flujos constantes de oxígeno, de nitrógeno y fósforo dentro y fuera del sedimento no puede tener en cuenta cambios en la calidad del sedimento y no permite verificar si los ciclos son cerrados. Una diferencia menor entre el QUAL2E y el MIKE11 es el tratamiento simplificado de la nitrificación en el MIKE11, que ignora el nitrito como un producto intermedio. La descripción del ciclo del fósforo no puede ser comparada, ya que en el MIKE11 las concentraciones de fósforo son calculadas en otro modulo, y no se presenta en la tabla 2.3.

Modelos desarrollados recientemente incluyen extensiones del QUAL2E para la descripción del ciclo de la sílice y de sedimentos (Cercio y Cole, 1995). Procesos similares también son implementados en otros módulos del MIKE11 y en el nuevo programa de calidad del agua para ríos diseñado por la Asociación Alemana para el Control de la Contaminación del Agua (ATV, 1966 por sus siglas en inglés). Este último incluye sílice, varias clases de algas, consumidores, sólidos suspendidos, pH, metales y una descripción de los sedimentos, además de las variables de estado usadas en el QUAL2E.

**Tabla 2.3.** Procesos físicos y bioquímicos del modulo de calidad del agua del MIKE11.

	Componente	1	2	3	4	5	7	Tasa del proceso
	Procesos	OD	DBOd	DBOs	DBOb	NH <sub>3</sub>	NO <sub>3</sub>	[ML <sup>-3</sup> T <sup>-1</sup> ]
1	Reaireación	1						$K_2(OD_{sat}-OD)$
2a	Biodegradación DBOd	-1	-1					$Kd_3DBOd$
2b	Biodegradación DBOs	-1		-1				$Ks_3DBOs$
2c	Biodegradación DBOb	-1			-1			$Kb_3DBOb$
3	Sedimentación DBO			-1	1			$K_5DBOs/d$
4	Resuspensión DBO			1	-1			$S1.DBOb/d$
5	Demanda de OD por sedimentos	-1						B1
6	Nitrificación	-Y1				-1	1	$K_4.NH_3^{e4}$
7	Desnitrificación						-1	$K_6.NO_3^{e6}$
8	Fotosíntesis	1				-0.066		$P_{max} \cdot \cos[2\pi(\tau/\alpha)]$
9	Respiración	-1				0.066		R

Donde, DBOd = DBO disuelta; DBOs = DBO suspendida; DBOb = DBO sedimentada;  $kd_3$  = tasa de degradación constante para DBOd;  $ks_3$  = tasa de degradación constante para DBOs;  $kb_3$  = tasa de

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

degradación constante para DBO<sub>b</sub>;  $k_5$  = tasa de sedimentación para DBO<sub>s</sub>;  $d$  = profundidad media del río;  $S_1$  = tasa de resuspensión para DBO<sub>b</sub> (cero, si la velocidad del flujo o la concentración de DBO<sub>b</sub> están bajo valores críticos);  $B_1$  = valor constante de DOS;  $Y_1$  = factor de producción por oxígeno consumido por nitrificación;  $k_4$  = tasa constante de nitrificación;  $e^4$  = coeficiente de caracterización concentración dependiente de desnitrificación (1 ó 0.5);  $k_6$  = tasa constante de desnitrificación;  $e^6$  = coeficiente de caracterización concentración dependiente de desnitrificación (1 ó 0.5);  $P_{m\acute{a}x}$  = máxima producción al mediodía (cero durante la noche);  $\tau$  = tiempo actual del día relacionado al mediodía;  $\alpha$  = longitud del día relativo actual;  $R$  = tasa de respiración. Las otras variables, ya han sido definidas.

### 2.7.5 Software y programas de computador

Además de las más simples aproximaciones, todos los modelos matemáticos para la predicción de calidad del agua en ríos requiere el uso de un computador para que sean desarrollados. Debido al considerable esfuerzo requerido para desarrollar e implementar un modelo para un sitio específico, el uso de programas de computador existentes es preferido siempre que sea posible. La siguiente clasificación solamente alcanza a dar una perspectiva general de los programas más importantes existentes. Algunas características relevantes para clasificación son la descripción de la hidrodinámica y transporte, la estructura del modelo (variables importantes, procesos y submodelos), estructura del software (abierto/cerrado significa que el usuario puede cambiar la estructura del modelo), y sistemas de características analíticas soportadas por el programa. La tabla 2.4 da una visión general de algunos software importantes para modelación de calidad de agua en ríos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Tabla 2.4.** Software importantes en modelación de calidad del agua.

	PROGRAMA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Hidrodinámica	Entrada externa	S	S	N	N	S	N	N	N	N	S
	Simulado	N	S	S	S	S	S	S	S	S	S
	Estructura de control	N	N	S	S	S	S	S	S	S	S
Transporte	Advección	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
	Dispersión	S	S	S	S	S	S	S	S	S	S
Sedimentos	Modelos de calidad	N	S	S	N	S	S	N	N		S
Calidad del agua	Temperatura	S	N	S	S	S	S	S	Estructura abierta	Estructura abierta	N
	Bacterias	N	N	S	S	S	S	S			N
	DBO-OD	S	S	S	S	S	S	S			S
	Nitrógeno	S	S	S	S	S	S	S			S
	Fósforo	S	S	S	S	S	S	S			S
	Silíce	N	N	S	N	S	S	S			N
	Fitoplancton	S	S	S	S	S	S	S			S
	Zooplancton	N	N	S	N	S	S	N			N
	Algas bénticas	N	N	N	N	S	S	S			N
	Unidimensional	S	S	S	N	S					
Bidimensional	N	S	S	N	N						
Tridimensional	N	S	S	N	N						

Nota: S = Si lo incluye; N = No lo incluye.

- 1 = QUAL2E (US EPA; Brown y Barnwell, 1987);
- 2 = WASP5 (US EPA; Ambrose *et al.*, 1988);
- 3 = CE-QUAL-ICM (US Army Engineer Waterways Experiment Station ; Cerco y Cole, 1995);
- 4 = HEC5Q (US Army Engineer Hydrologic Engineering Center, HEC 1986);
- 5 = MIKE11 (Danish Hydraulic Institute; DHI 1992);
- 6 = ATV Model (ATV, Germany; ATV, 1996);
- 7 = Salmon-Q (HR Wallingford, UK; Wallingford Software 1994);
- 8 = DUFLOW (University of Wageningen, The Netherlands, Aalderink *et al.*, 1995);
- 9 = AQUASIM (EAWAG, Switzerland; Reichert, 1994);
- 10 = DESERT (IIASA; Ivanov *et al.*, 1996).

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO 3

### PROCESOS FÍSICOS Y QUÍMICOS EN RÍOS

#### 3.1 Introducción

Debido a que no hay una línea clara que divida entre los fenómenos físicos y químicos, casi todos estos procesos se consideran bajo este título.

Existen diferentes mecanismos responsables de la mezcla y transporte de dos masas fluidas con características diferentes. Estos mecanismos son generalmente ligados a las características hidráulicas del flujo (velocidad, turbulencia, etc.), a las características físico-químicas de los líquidos presentes (temperatura, densidad, etc.), o a las características físicas y geométricas de los canales (rugosidad, forma de los canales, sinuosidad, pendiente de fondo, etc.).

Las reacciones que una sustancia química puede sufrir son un aspecto importante para conocer el destino de ésta en el ambiente, pero un proceso igual de importante es conocer la tasa de transporte de la sustancia química en el ambiente acuático. El propósito de este capítulo es describir los procesos de transporte de masa en ecosistemas acuáticos, transporte por la corriente del agua (advección), transporte debido al mezclado dentro del cuerpo de agua (dispersión), y transporte de partículas de sedimentos dentro de la columna del agua y entre el agua y el fondo, así como la cinética química, las tasas y mecanismos por las que las reacciones químicas toman lugar. Además, se mostrará como los principales

procesos físicos y químicos son incorporados en la calidad del agua y la simulación de los ecosistemas.

Como ya se mencionó arriba, diversos fenómenos pueden ocurrirle a un contaminante una vez que entra a un cuerpo de agua. Por ejemplo, puede ser trasladado y dispersado por corrientes dentro del sistema. Además el contaminante puede salir del sistema por volatilización, por sedimentación, o por transporte junto con el flujo que sale del cuerpo de agua. Todos estos mecanismos afectan al contaminante sin alterar su composición química. Contrario a esto, el contaminante puede ser transformado en otros compuestos vía reacciones químicas y bioquímicas.

El conjunto de ecuaciones para un modelo particular de calidad de agua puede ser elegido para simular las propiedades e interrelaciones de cualquier o todos los siguientes componentes y procesos:

- *Físicos*: radiación solar, temperatura, presión, densidad, fuerzas externas y de fricción, velocidad de flujo, difusión de flujos, flujo de calor, energía cinética e interna, entropía, sedimentación, etc.
- *Químicos*: químicos inorgánicos y orgánicos disueltos, material orgánico particulado (detritos), nutrientes inaccesibles, metales pesados, compuestos sintéticos y tóxicos complejos, etc.
- *Biológicos*: productores primarios, (diatomea, algas verdes, algas verde azules, fitobentos), zooplancton (filtradores selectivos, filtradores no selectivos, etc.), zoobentos, peces, biota en diferentes etapas de vida, etc.

### 3.2 Fenómenos de transporte

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los procesos físicos de flujo en cuerpos de agua natural son los causantes de que los contaminantes o sustancias naturales sean transportados y mezclados, o intercambiados, con otro medio. Esto también es conocido como "procesos de transporte".

Los procesos físicos a menudo simulados en modelos de calidad de agua incluyen flujo y patrones de circulación, mezclado, temperatura del agua, y la distribución de densidad (la cual es función de la temperatura, salinidad y concentración de sólidos suspendidos) sobre la columna de agua. Se ha destacado que las predicciones de calidad de agua son muy

dependientes de los procesos físicos y como estos son representados en las simulaciones de calidad de agua. A pesar de esta dependencia, el modelador a menudo está forzado a tomar una decisión entre el grado aceptable de detalle en la calidad de agua vs. la simulación de los procesos físicos debido a los costos u otras restricciones.

Según la naturaleza de los problemas a estudiar, algunos mecanismos pueden ser más importantes que otros. Aunque, por lo general, en el caso de flujo en ríos se encuentran casi siempre los mismos mecanismos principales. Los diferentes mecanismos encontrados en la naturaleza y algunas definiciones se describen a continuación:

- *Advección*. Movimiento de material particulado disuelto o muy fino por la velocidad de la corriente en cualquiera de las tres direcciones (longitudinal, lateral o transversal y vertical). También, movimiento de un químico entrando en una corriente de velocidad.
- *Convección*. Transporte vertical generalmente asociado con diferencias de temperatura o corrientes de densidad y del contenido de sal y/o salinidad.
- *Difusión molecular*. Transporte no advectivo debido a la migración de un soluto en respuesta a un gradiente de concentración, ocurre debido al movimiento Browniano, causando movimientos aleatorios de la molécula del soluto.
- *Difusión turbulenta*. Transporte asociado con la mezcla de las partículas causado por la componente turbulenta de un flujo (fluctuación de los parámetros alrededor de un valor promedio).
- *Dispersión*. Transporte asociado con la mezcla de partículas causada por la tensión tangencial creada por una distribución de velocidad (transversal) no uniforme; o bien, difusión de un químico debido a las fluctuaciones de remolinos en un campo de gradiente de velocidad macroscópico.
- *Mezcla*. Proceso de transferencia y/o el resultado sin consideración por el proceso que inició la mezcla
- *Evaporación*. Transporte de vapor de agua de un agua o suelo superficial a la atmósfera.
- *Radiación*. Flujo de energía radiante, sobre la superficie libre del agua.
- *Sedimentación de partículas*. El descenso (o ascenso) de partículas que tienen densidades diferentes del fluido del ambiente, tal como granos de arena, plancton muerto, material particulado, etc.

Evidentemente, existen otros mecanismos de mezcla. La ósmosis es generalmente asociada con masas estancadas separadas por membranas. Este mecanismo es muy lento y

despreciable en los problemas prácticos relacionados con las corrientes de agua. La macro-turbulencia y las singularidades también influyen sobre la intensidad de la mezcla líquida. Su aspecto está mal conocido. Un esquema para la advección, difusión turbulenta y dispersión en una corriente es mostrada en la figura 3.1.

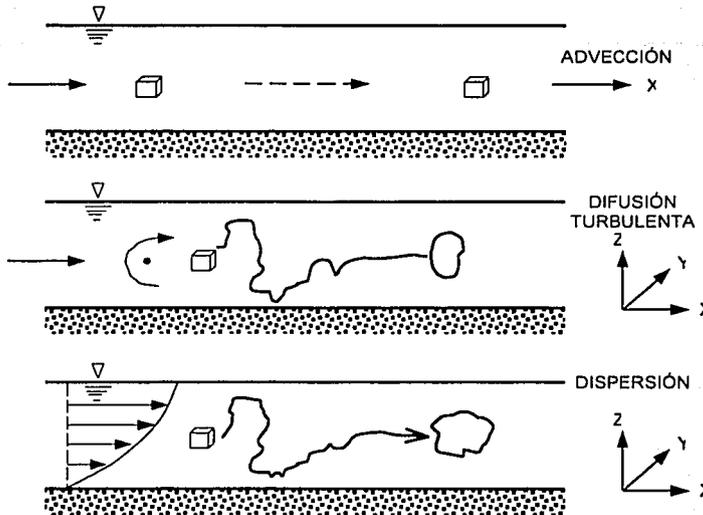


Figura 3.1. Esquema de procesos de transporte (Schnoor, 1987).

### 3.2.1 Transporte advectivo

La advección representa el principal proceso de transporte de contaminantes en la dirección del flujo en un río. El transporte advectivo lateral a través de una corriente o río es típicamente omitida. Usualmente el mezclado completo entre la descarga de contaminante el flujo de la corriente en la dirección lateral y vertical es alcanzado en una distancia relativamente corta aguas debajo del vertimiento.

El mecanismo de transporte advectivo es usualmente representado por la ecuación de difusión convectiva. La masa total de materia introducida en un elemento del espacio en un tiempo dado debe ser igual al incremento en masa dentro del espacio, en ese tiempo. La figura 3.2 ilustra el movimiento de masa de un plano 1 a un plano 2 por advección.

El principio de conservación de materia es aplicado al fluido mismo y también al material disuelto o suspendido en el fluido. Se asume inicialmente que un fluido con densidad  $\rho$  fluye a través del volumen de control y que la velocidad del fluido tiene componentes  $u$ ,  $v$  y  $w$  en las direcciones  $x$ ,  $y$  y  $z$  respectivamente. El flujo del material que está pasando el plano 1 es igual a la densidad multiplicada por la velocidad =  $\rho u \Delta y \Delta z$ .

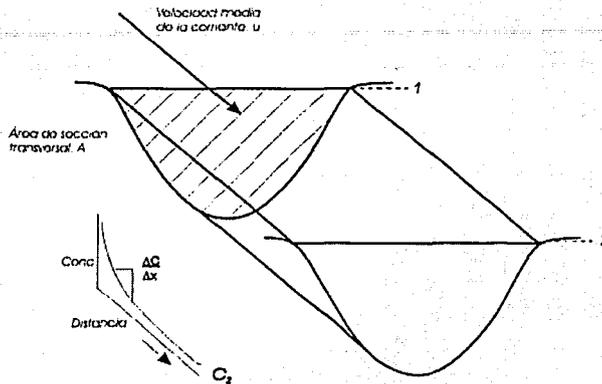


Figura 3.2. Proceso de transporte advectivo de un plano 1 a un plano 2 (Schnoor, 1987).

Ya que el volumen del elemento es considerado infinitesimalmente pequeño es posible usar la expansión de Taylor para describir el flujo que está pasando el plano 2. Ej.:

$$\left[ \rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \right] \Delta y \Delta z$$

de aquí el decrecimiento neto en masa debido al flujo en la dirección  $x$  en el tiempo  $\Delta t$  es:

$$\frac{\partial(\rho u)}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z \Delta t$$

Expresiones similares para las direcciones  $y$  y  $z$  pueden ser obtenidas. Asumiendo la masa inicial del elemento en el tiempo  $t$  es  $\rho \Delta x \Delta y \Delta z$ , entonces la masa en el tiempo  $t + \Delta t$  puede ser nuevamente obtenida de una expansión de Taylor como:

$$\left[ \rho + \frac{\partial \rho}{\partial t} \Delta t \right] \Delta x \Delta y \Delta z$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

obteniendo la tasa de cambio de masa dentro del elemento como:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} \Delta t \Delta x \Delta y \Delta z$$

igualando las tres masas en términos de flujo con la tasa de cambio dada:

$$-\frac{\partial \rho}{\partial t} \Delta t \Delta x \Delta y \Delta z = \left[ \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \right] \Delta t \Delta x \Delta y \Delta z$$

$$-\frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \quad (3.1)$$

En la ecuación 3.1  $\partial/\partial t$  a menudo es llamado el término local, el cual describe cambios que ocurren independientes del movimiento de la partícula de fluido. En efecto, esta es la tasa de cambio que ocurrirá para una partícula inmóvil en un cierto punto.

$$-\frac{\partial \rho}{\partial t} = \rho \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + u \frac{\partial \rho}{\partial x} + v \frac{\partial \rho}{\partial y} + w \frac{\partial \rho}{\partial z} \quad (3.2)$$

Los términos  $u(\partial/\partial x) + v(\partial/\partial y) + w(\partial/\partial z)$  son términos "convectivos" que describen la tasa de cambio debido al movimiento de la partícula en un campo donde el gradiente de la propiedad existe.

El efecto combinado de  $\partial/\partial t + u(\partial/\partial x) + v(\partial/\partial y) + w(\partial/\partial z)$  es a menudo referido como la derivada total o sustancial en mecánica de fluidos y representa la tasa total de cambio de alguna propiedad del fluido, experimentado por una partícula cualquiera del fluido como el movimiento con componentes de velocidad  $u$ ,  $v$ , y  $w$ . La derivada total puede ser expresada como:

$$\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u \frac{\partial}{\partial x} + v \frac{\partial}{\partial y} + w \frac{\partial}{\partial z} \quad (3.3)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Volviendo a la ecuación 3.2, ésta puede ser expresada ahora como:

$$D\rho/Dt + \rho \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = 0 \quad (3.4)$$

Esta ecuación es conocida como la ecuación de continuidad que puede ser modificada para un fluido incompresible, para el cual la densidad no cambia en el tiempo ni en el espacio,  $D\rho/Dt = 0$ , lo cual es generalmente real para problemas normales en ríos y estuarios. Entonces la ec. (3.4) resulta

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.5)$$

conocida como la ecuación de continuidad para fluidos incompresibles.

Aunque los cambios en la densidad pueden ser considerados insignificantes por encima de la profundidad encontrada en ríos y estuarios, la concentración de sales en solución o sólidos en suspensión pueden cambiar rápidamente sobre la distancia implicada.

Los movimientos en el volumen de flujo de agua (advección), no deben solamente considerarse mecanismos físicos, sino también considerar movimientos aleatorios debido a la turbulencia del fluido o intercambios de material entre movimientos rápidos y lentos del fluido. Estos procesos causan dispersión de material suspendido en la masa de líquido. Esta dispersión es relativa al volumen del flujo líquido y puede ser descrito matemáticamente en forma análoga al proceso de difusión molecular.

### 3.2.2 Transporte Difusivo

Como muchos procesos físicos, las observaciones conducen a una descripción empírica seguida por un argumento físico para su validez. La ley de Fourier de conducción de calor (1822) es un clásico ejemplo. Esta fue usada como la base para el desarrollo de diversas teorías que gobiernan el flujo de calor, mucho tiempo antes que la física actual entendiera los procesos mismos de flujo de energía.

Similarmente para la difusión, Adolph Fick, un fisiólogo Alemán, publicó un artículo en 1855 titulado "Über Diffusion" en el cual describió como el flujo de calor de Fourier lo condujo a una hipótesis para describir los procesos de difusión molecular. Retomando la idea en español (1855):

*Es bastante natural suponer que esta ley para la difusión de sal en su solvente deba ser idéntica con esa de acuerdo a la cual la difusión de calor en un cuerpo conductor tiene lugar; en esta ley Fourier fundó su famosa teoría de calor, y es la misma que Ohm aplicó con extraordinario éxito a la difusión de electricidad en un conductor.*

La Ley de Fick dice que la tasa de transporte de masa de material o flujo a través de una unidad de área del líquido por difusión molecular, es proporcional al gradiente de concentración del material en el líquido.

La difusión molecular resulta del movimiento translacional, vibracional, y rotacional de moléculas a través de un fluido, en este caso el agua. Energéticamente es una reacción espontánea y resulta en un incremento en entropía (tendencia hacia el estado aleatorio). Fick determinó que la transferencia de masa por difusión es proporcional al área de sección transversal del sistema y la pendiente del gradiente de concentración.

$$J_m \propto A \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.6)$$

donde  $J_m$  es la tasa de flujo de masa debido a la difusión molecular, ( $MT^{-1}$ );  $A$  es el área de sección transversal, ( $L^2$ ); y  $\partial C / \partial x$  es el gradiente de concentración, ( $ML^{-3} L^{-1}$ ). Una constante de proporcionalidad fue requerida para cambiar la proporcionalidad (ecuación 3.6) en una ecuación:

$$J_m = -D_m A \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.7)$$

O primera ley de Fick, que puede ser escrita en base al área.

$$F_m = -D_m \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.8)$$

donde  $D_m$  es el coeficiente de difusión molecular, ( $L^2T^{-1}$ ), y  $F$  es el flujo de masa difusivo, ( $ML^{-2}T^{-1}$ ). El coeficiente de difusión molecular es una propiedad fundamental del químico y el solvente (agua). El signo negativo indica transporte de alta a bajas concentraciones. Como se describe en la figura 3.3 el signo negativo es incluido para asegurar que el flujo de masa procede en la dirección correcta. Para difusión en tres dimensiones la ley de Fick puede ser escrita como

$$F = -D_m \nabla C, \tag{3.9}$$

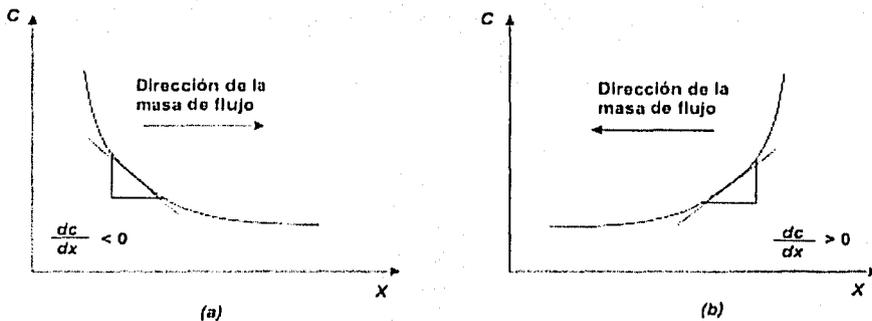


Figura 3.3. Descripción gráfica del efecto del gradiente de concentración en el flujo de masa.

La figura 3.4 ilustra un proceso de transporte unidimensional en el que la masa está siendo transferida en la dirección  $x$ . Dos superficies paralelas de área unitaria son trazadas perpendicular a la abscisa  $x$  y separadas por una distancia  $\Delta x$ . Dejando a  $C(x, t)$  como la masa por volumen unitario en el punto  $x$  en el tiempo  $t$ . Entonces existe una masa  $C(x, t) \Delta x$  en la línea segmento limitada por los planos paralelos. Puesto que las moléculas están pasando dentro y fuera del "volumen" definido por cada superficie limitante, hay un tiempo de tasa de cambio de masa en el volumen igual a

$$(\partial C / \partial t) \Delta x$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

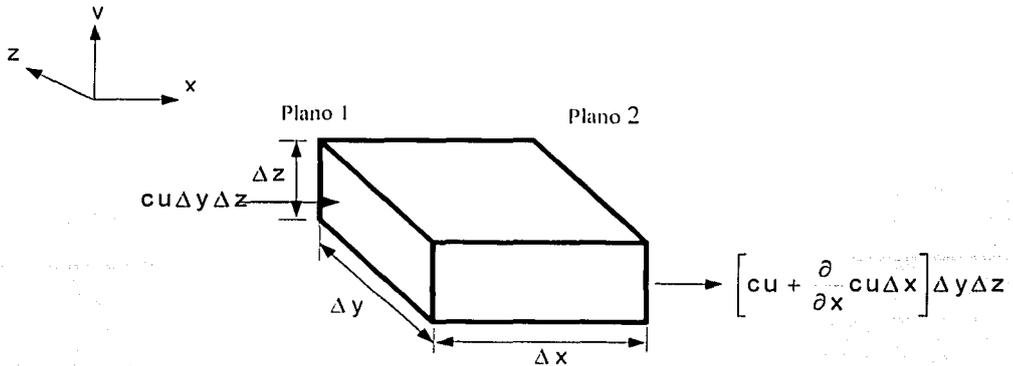


Figura 3.4. Volumen de control para derivar la ecuación 3.8 (Fischer, 1979).

Este tiempo de tasa de cambio debe ser igual a la diferencia en el flujo, o tasa de paso de moléculas, a través de cada superficie. Suponiendo que la masa de la tasa de flujo a través de la superficie unitaria ubicada en  $x$  es  $F(x, t)$  entonces la masa de la tasa de flujo por área unitaria a través de la superficie  $x + \Delta x$  es simplemente

$$F(x, t) + \partial F(x, t) / \partial x \Delta x,$$

y la diferencia entre las dos es  $\partial F / \partial x \Delta x$ . Esta diferencia debe ser igual a la tasa de cambio de masa en el volumen para satisfacer la conservación de masa, e igualando las dos resulta

$$(\partial F / \partial x) + (\partial C / \partial t) = 0 \quad (3.10)$$

esta es la deducción de la relación entre el flujo  $F(x, t)$  y la concentración  $C(x, t)$  que es real a pesar de los mecanismos de transporte molecular. Sin embargo, para procesos de difusión molecular, también se tiene la ley de Fick, ecuación (3.8), la cual sustituyendo en la ecuación (3.9) y haciendo un balance de masas se obtiene

$$(\partial C / \partial t) = D_m (\partial^2 C / \partial x^2). \quad (3.11)$$

Alternadamente, la diferenciación de la ecuación (3.9) con respecto a  $x$  y sustituyendo de  $-F/D_m$  para  $\partial C / \partial x$  resulta

$$(\partial F / \partial t) = D_m (\partial^2 F / \partial x^2). \quad (3.12)$$

Las ecuaciones (3.10) y (3.11) son conocidas como ecuaciones de difusión y describen cómo la masa es transferida por procesos de difusión fickiana.

Los resultados previos pueden extenderse a más de una dimensión, para ello se considera un volumen fijo  $V$  con área superficial  $S$ . La concentración de masa es ahora una función de la posición  $x$  y del tiempo  $t$ , tal que la masa total en el volumen es, en notación vectorial:

$$\int_V C(x, t) dV.$$

Si el flujo de masa es  $F(x, t)$  entonces la conservación de masa requiere que

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_V C(x, t) dV + \int_S (F(x, t) \cdot n) dS = 0,$$

donde  $n$  es el vector unitario normal a la superficie del elemento  $dS$ . Usando el teorema de Green, y notando que  $V$  es un volumen fijo, se tiene que

$$\int_V \left( \frac{\partial C}{\partial t} + \nabla \cdot F \right) dV = 0 \quad (3.13)$$

Puesto que el volumen es arbitrario

$$\partial C / \partial t = -\nabla \cdot F \quad (3.14)$$

Para procesos moleculares el flujo está especificado por la ley de Fick, tal que la ecuación (3.12) llega a ser la ecuación de difusión

$$\partial C / \partial t = D_m \nabla^2 C \quad (3.15)$$

o escrito totalmente en coordenadas cartesianas,

TFCIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_m \left( \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right). \quad (3.16)$$

La ecuación (3.16) describe la difusión molecular de masa fickiana, y el uso de la constante de proporcionalidad  $D_m$  está restringido a este contexto. Más adelante se verá como la dispersión de efluentes sujeta a procesos de advección a gran escala y turbulencia puede ser descrita matemáticamente por una analogía con las leyes de difusión de Fick.

### 3.2.2.1 Difusión Turbulenta

Así como la masa es transportada vía movimiento aleatorio molecular, la materia es mezclada por remolinos a grandes escalas o vueltas rápidas en aguas naturales. Si suficientes escalas de tiempo de observación y espacio son empleadas, este movimiento puede ser visto como aleatorio y tratado matemáticamente como un proceso de difusión. Aunque las ecuaciones del tipo desarrollado para movimiento molecular pueden ser usadas para caracterizar transporte de masa turbulento, se deben tener en cuenta dos diferencias importantes.

Primero, debido a que los remolinos son mucho mayores que el movimiento aleatorio de moléculas, el mezclado por difusión turbulenta consecuentemente es mucho mayor que por difusión molecular. Como se muestra en la figura 3.5, los coeficientes de difusión turbulenta tienen diverso orden de magnitud mayores que los de una escala molecular. También la difusión horizontal es generalmente mucho mayor que la difusión vertical. Asimismo, la difusión efectiva a través de medios porosos tal como sedimentos de fondo, es menor que la difusión molecular en solución libre porque, entre otras cosas, el soluto debe moverse alrededor de las partículas sólidas.

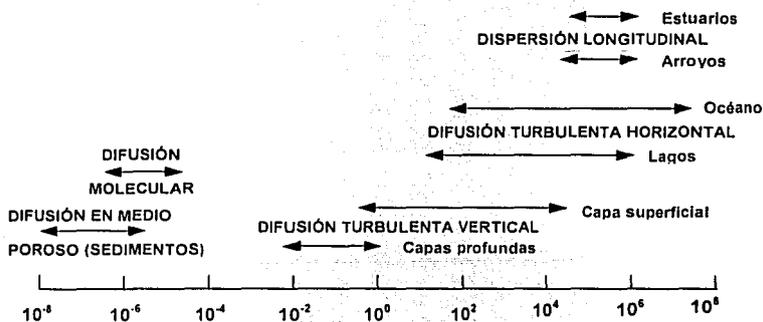


Figura 3.5. Rangos típicos del coeficiente de difusión en aguas naturales y sedimentos.

Segundo, en contraste para difusión molecular donde el movimiento se asume idéntico en escala, la turbulencia está compuesta de un gran rango tamaños de remolinos. Así puede esperarse que el transporte resultante sea de escala dependiente.

La dependencia de escala de la difusividad de remolinos puede tener gran consecuencia practica para modelación del transporte de contaminantes en aguas naturales. Para casos donde un contaminante es descargado rápidamente en un área pequeña (estos es, un derrame), la difusión de la mancha resultante aceleraría como ella crezca. Esto es causado por grandes y mas grandes remolinos que juegan un rol en el mezclado del derrame y como este se difunda. Cuando el derrame crece más grande que el remolino más grande, un coeficiente de difusión constante puede ser usado para aproximar extensos mezclados.

### 3.2.3 Ecuación de Advección–Difusión

La ecuación que describe la advección y dispersión de material disuelto esta basado en:

- El principio de conservación de masa y,
- La ley de Fick.

El principio de conservación de masa para una sustancia esta representada por la ecuación:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -U_i \frac{\partial C}{\partial x_i} + D_m \frac{\partial^2 C}{\partial x_i^2} \tag{3.17}$$

Tasa de cambio de la masa en el volumen de control	=	Tasa de cambio de la masa en el volumen de control por advección	+	Tasa de cambio de la masa en el volumen de control por difusión
--	---	--	---	---

donde:

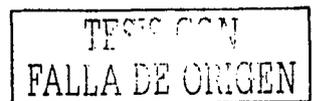
C = Concentración, ML<sup>-3</sup>

t = tiempo, T

U<sub>i</sub> = velocidad promedio en la dirección i, LT<sup>-1</sup>

X<sub>i</sub> = Distancia en la dirección i, L

E<sub>i</sub> = Coeficiente de dispersión (difusión) en la dirección i, (L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>).



Recordando la figura 3.4, la ecuación de conservación de masa de una sustancia introducida en el interior del fluido puede ser obtenida en una forma similar a la usada para la ecuación de continuidad.

Igualando la tasa de cambio de masa del elemento con la tasa de cambio debido al flujo en cada una de las tres coordenadas de dirección se obtiene:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (Cu) + \frac{\partial}{\partial y} (Cv) + \frac{\partial}{\partial z} (Cw) = 0 \quad (3.18)$$

Los valores de concentración y velocidad, aunque en teoría son instantáneos, en la práctica son medidos sobre periodos cortos de tiempo. Así, el componente de velocidad instantánea  $U$  puede ser expresado como:

$$u = \bar{u} + u'$$

donde:

$$u \text{ es un componente del tiempo promedio} = \frac{1}{T} \int_0^T u' dt = 0$$

y  $T$  es el periodo de medición.

También

$$v = \bar{v} + v'$$

$$w = \bar{w} + w'$$

$$C = \bar{C} + c'$$

Substituyendo estas expresiones para velocidades instantáneas en la ecuación (3.17) cada término promedio dará:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{C} + c') + \frac{\partial}{\partial x} (\bar{C} + c')(u + u') + \frac{\partial}{\partial y} (\bar{C} + c')(v + v') + \frac{\partial}{\partial z} (\bar{C} + c')(w + w') = 0 \quad (3.19)$$

Los términos en paréntesis pueden ser expandidos y todos los términos con una prima solamente promediarán cero. Por ejemplo, un término como  $c' u = 0$ , entonces:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(uc) + \frac{\partial}{\partial y}(vc) + \frac{\partial}{\partial z}(wc) + \frac{\partial}{\partial x}(u'c') + \frac{\partial}{\partial y}(v'c') + \frac{\partial}{\partial z}(w'c') = 0 \quad (3.20)$$

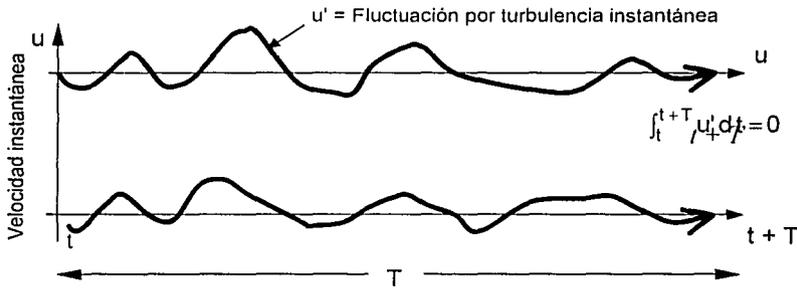


Figura 3.6. Variación de la velocidad con el tiempo debido a la turbulencia.

Las derivadas de los productos pueden ser expandidas en la forma  $u(dv/dx) + v(du/dx)$ , teniendo:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} + c \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial x}(u'c') + \frac{\partial}{\partial y}(v'c') + \frac{\partial}{\partial z}(w'c') = 0 \quad (3.21)$$

Usando la ecuación de continuidad:  $\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0$

La ec. (3.21) simplificada es

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x}(u'c') + \frac{\partial}{\partial y}(v'c') + \frac{\partial}{\partial z}(w'c') = 0 \quad (3.22)$$

El producto cruzado de términos como  $u'c'$  representa la convección neta de masa debido a la fluctuación por turbulencia y por analogía con las leyes de Fick de difusión molecular pueden ser representados por un sistema equivalente de transporte de masa difusivo, en el cual la masa de flujo es proporcional al gradiente de concentración media y el flujo está en la dirección del gradiente de concentración media. Por lo tanto

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} u'c' &= - \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) \\ \frac{\partial}{\partial y} v'c' &= - \frac{\partial}{\partial y} \left( D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) \\ \frac{\partial}{\partial z} w'c' &= - \frac{\partial}{\partial z} \left( D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) \end{aligned}$$

Donde  $D_x$ ,  $D_y$  y  $D_z$  son coeficientes de difusión turbulenta. La ec. (3.22) ahora puede ser reescrita en tiempo promedio,

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + v \frac{\partial C}{\partial y} + w \frac{\partial C}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( D_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) = 0 \quad (3.23)$$

Los coeficientes de difusión turbulenta ( $D_x$ ,  $D_y$  y  $D_z$ ) no son los mismos en todas las direcciones, sin embargo tienen mayor orden de magnitud que los coeficientes de difusión molecular ( $D_m$ ), esto es por ejemplo,  $D_x \gg D_m$ .

La ec. (3.23) es la ecuación tridimensional de advección-difusión, que en esta forma general no tiene solución analítica y es muy difícil aproximarla numéricamente para que sea utilizada en modelos de computador. Esta ecuación puede ser reducida a su forma unidimensional tomando valores promedios de todos los parámetros a través de la sección de la corriente o estuario y considerando la concentración solamente como función de  $x$  y  $t$ . Por ejemplo,

$$u = \frac{1}{A} \int_A^0 u \, dA \quad (3.24)$$

$$C = \frac{1}{A} \int_A^0 c \, dA$$

donde  $A$  es el área de sección transversal y la ec. (3.23) reducida es

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x A \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (3.25)$$

donde  $E_x$  es un coeficiente de dispersión longitudinal efectivo,  $E_x = D_x + D_m$ .

Para el transporte unidimensional sin reacción, la ecuación se escribe como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} = E_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3.26)$$

La parte advectiva de la ecuación diferencial contiene la información de velocidades que debe provenir del modelo hidrodinámico bidimensional. La parte dispersiva, depende de los coeficientes de dispersión, que también provienen del modelo hidrodinámico bidimensional; estos últimos a menudo son usados como parámetro de ajuste del modelo a la realidad.

Esta ecuación tiene solución analítica, lo que facilita la verificación de las mediciones *in situ* o bien la validación de los modelos. Para contaminantes que evolucionan en el tiempo y en el espacio, con velocidad constante de la corriente, la masa  $M$  inyectada en  $x = 0$  y  $t = 0$  (condición de frontera) y asumiendo la corriente no contaminada  $C(x,0) = 0$  (condición inicial), la solución exacta resulta

$$C(x,t) = \frac{M_0}{2A \sqrt{\pi E_x t}} e^{-\left(\frac{(x-ut)^2}{4E_x t}\right)} \quad (3.27)$$

En donde  $M_0$  es la masa total de la sustancia a analizar, inyectada y distribuida uniformemente en la sección transversal. Si se resuelven parámetros en estado permanente, la solución se simplifica todavía en la siguiente forma:

$$C(x) = C_0 e^{-\left(\frac{ux}{E_x}\right)} \quad (3.28)$$

Por otra parte, si se considera el transporte unidimensional con una reacción de primer orden, la ecuación se escribiría de la siguiente manera:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U_x \frac{\partial C}{\partial x} = E_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - kC \quad (3.29)$$

En la que la solución exacta para el caso donde la sustancia es inicialmente concentrada en  $x = 0$  es

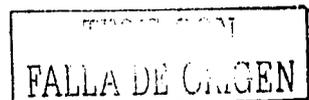
$$C(x,t) = \frac{M_0}{2A \sqrt{\pi E_x t}} e^{\left[ -\frac{(x-ut)^2}{4E_x t} - k \cdot t \right]} \quad (3.30)$$

### 3.2.4 Dispersión y Mezclado

En 1953 el gran mecanicista de fluidos inglés, Sir Geoffrey Taylor, publicó un artículo en el que describió la propagación de contaminantes disueltos en flujo laminar a través de una tubería. Un año más tarde (Taylor, 1954 en Fischer, 1979) extendió su análisis para flujo turbulento. Estableció que la dispersión longitudinal en una tubería larga y recta puede ser caracterizada por una ecuación clásica de difusión unidimensional, en la cual los procesos difusivo y advectivo ocurren a lo largo de la sección transversal interactuando para producir un coeficiente de dispersión longitudinal. Aunque Taylor expresó específicamente que su análisis aplicaba solamente a flujos en una tubería larga y recta, muchos investigadores subsecuentemente han ensayado aplicar el mismo concepto a flujos en canales abiertos. Thomas (1958) siguió aplicando el concepto de Taylor a flujos en un canal abierto bidimensional e infinitamente ancho, en el que el flujo es descrito por una distribución de velocidad con una ley de potencia. Él obtuvo una relación funcional complicada, cuyo comportamiento no resulta obvio sin una lectura detallada de su tesis inédita (Fischer 1968). Elder (1959) duplicó el esfuerzo de Thomas, asumiendo un perfil de velocidad logarítmico, y obtuvo un resultado notablemente simple:

$$E = 5.93HU^* ,$$

en el cual  $E$  es el coeficiente de dispersión longitudinal unidimensional,  $H$  es la profundidad del flujo,  $U^*$  es la velocidad cortante. Posteriores investigadores, en laboratorio y corrientes naturales, obtuvieron valores mucho mayores de  $E$ . Investigaciones de laboratorio realizadas por Glover (1964) produjeron valores de  $E$  en el orden de  $20HU^*$ . Valores obtenidos en corrientes naturales variaron de 40 a  $800HU^*$ . La gran variación en los resultados arrojó una duda en la aplicabilidad del análisis de Taylor a flujo en canales abiertos, generando al mismo tiempo interés en esos factores que hacen producir la dispersión.



Posteriormente, (Fischer 1966<sup>a</sup> en Fischer 1968) sugirió que el análisis de Taylor no describía correctamente el proceso de dispersión entero en corrientes naturales. Dos periodos son identificados: un periodo inicial siguiendo la inserción de un contaminante, no solo limitado al periodo de mezclado en la sección transversal sino también envolviendo posiblemente diversas millas de flujo de corriente, en la cual una mancha sesgada es formada longitudinalmente; y un periodo más tarde, durante el cual el análisis de Taylor aplica y la distribución inicial decae de acuerdo a la ecuación de difusión, a menudo llamado longitud de Taylor o periodo convectivo. Posterior a esta época se han logrado obtener formulaciones que toman en cuenta mayores especificaciones, tal y como se describe a continuación.

### 3.2.4.1 Coeficiente de Dispersión Longitudinal

Dos métodos comúnmente utilizados para predicción del coeficiente de dispersión longitudinal fueron desarrollados por Fischer (1975) y Liu (1977). Fischer *et al* (1979) proponen el siguiente criterio:

$$E_x = 0.011 \frac{U^2 B^2}{HU^*} \quad (3.31)$$

donde,  $E_x$  tiene unidades de  $L^2 T^{-1}$ ;  $x$ , indica la dirección longitudinal.

$U$  = velocidad media de la corriente ( $LT^{-1}$ )

$B$  = ancho medio (L)

$H$  = profundidad media (L)

$U^*$  = velocidad al cortante ( $LT^{-1}$ ), que se relaciona a las características más fundamentales por

$$U^* = \sqrt{gHS_0} \quad (3.32)$$

donde,  $g$  = aceleración debida a la gravedad ( $LT^{-2}$ )

$S_0$  = pendiente del canal (adimensional).

TECNOLOGIA  
FALLA DE ORIGEN

Liu (1977) usó el trabajo de Fischer (1966-1968) para desarrollar una expresión para el coeficiente de dispersión longitudinal en ríos y corrientes, con la que demostró que el método de Fischer es idéntico al suyo cuando  $\beta = 0.011$ .

$$E_x = \beta \frac{Q^2}{U * R^3} \quad (3.33)$$

definiéndose el coeficiente  $\beta$  como

$$\beta = 0.18 \left( \frac{gRS_0}{U} \right)^{1.5} \quad (3.34)$$

R = radio hidráulico (L)

Q = flujo del río ( $L^3T^{-1}$ )

Las otras variables ya fueron definidas.

### 3.2.4.2 Coeficiente de Dispersión Lateral

Aunque los modelos de calidad del agua bidimensionales aún hoy en día son menos usados en ríos que los modelos unidimensionales, más que nada por el desconocimiento de los procesos físicos, químicos y biológicos, actualmente se ha ganado conocimiento experimental al respecto, aunado al desarrollo de equipo informático, tal es el caso de los modelos que utilizan sistemas de información geográfica (SIG). Los modelos que incluyen mezclado lateral han sido un tema de considerable investigación en los últimos años y son particularmente útiles en grandes ríos donde la aproximación unidimensional no puede ser aplicable.

Los coeficientes de mezclado lateral se presentan en una de las siguientes formas:

$$E_y = \phi HU * \quad (3.35)$$

$$D_y = \beta \frac{QH^2}{B} \quad (3.36)$$

donde,  $E_y$  = coeficiente de mezclado lateral ( $L^2T$ )

$D_y$  = factor de difusión lateral, ( $L^5T^{-2}$ )

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$H$  = profundidad del agua (L)

$\phi, \beta$  = coeficientes que varían de río a río

$U^*$  = velocidad al cortante ( $LT^{-1}$ )

$B$  = ancho medio del río (L)

$Q$  = flujo del río ( $L^3T^{-1}$ )

$D_y$  y  $E_y$  están relacionados por la siguiente fórmula:

$$D_y = H^2 U m_x E_y \quad (3.37)$$

donde  $m_x$  = valor métrico promedio en la dirección  $x$  ( $\approx 1$ )

La ecuación (3.36) es generalmente la más usada de las dos fórmulas. Elder (1959) propuso para esta ecuación un valor de  $\phi = 0.23$ , el cual fue obtenido por experimentos de laboratorio. Muchos autores han investigado subsecuentes valores de  $\phi$  en laboratorio y en corrientes naturales, obteniendo valores mucho más grandes de  $\phi$ . Investigaciones de laboratorio realizadas por Glover (1964) produjeron valores de  $\phi$  en el orden de 20. Valores obtenidos para corrientes naturales han variado de 40 a 800, encontrándose un promedio alrededor de 200. En el trabajo realizado por Fischer (1968) para los ríos Green y Duwamish, encontró un valor de  $\phi$  igual a 5.5. Yotsukura y Cobb (1972) reportaron valores para corrientes naturales y canales de irrigación que varían de 0.22 a 0.65, otros valores de  $\phi$  varían de 0.17 a 0.72. Los valores más altos son todos para ríos muy rápidos y meandricos, señalando las siguientes conclusiones: (1) que la forma de la ecuación (3.36) es correcta prediciendo  $E_y$ , pero  $\phi$  puede variar; y (2) que la aplicación de la teoría fickiana para dispersión lateral es correcta toda vez que no hayan corrientes laterales apreciables en el río o arroyo.

La ecuación (3.37) es usada cuando la ecuación de advección-difusión bidimensional es expresada en términos de descarga acumulativa.

Elhadi *et al* (1984) proporcionan una revisión detallada de mezclado lateral en ríos. Ellos concluyeron que los coeficientes de mezclado lateral pueden ser predichos con exactitud solamente en canales relativamente rectos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

### 3.2.4.3 Coeficiente de Dispersión Vertical

El mezclado vertical es raramente simulado en modelación de ríos debido a que el tiempo requerido para mezclado vertical es usualmente muy rápido comparado al tiempo requerido para mezclado lateral; a este respecto las plumas termales son una excepción (USEPA, 1985).

Del análisis de Elder (1959) mencionado anteriormente, se puede demostrar que un coeficiente de dispersión vertical es derivable del perfil de velocidad. La ley de perfil de velocidad logarítmica conduce a un coeficiente de mezclado vertical para el momento,

$$E_z = kHU^* \left( \frac{z}{H} \right) \left[ 1 - \frac{z}{H} \right]. \quad (3.38)$$

Siendo  $z$  la dirección vertical y  $k$  la constante de Von Karman. La "analogía de Reynolds" expresa que el mismo coeficiente puede ser usado para transporte de masa, y este resultado ha sido verificado por Jobson y Sayre (1970) por medio de un estudio experimental del mezclado vertical de un tinte. Promediando sobre la profundidad y tomando  $k = 0.4$  conduce al siguiente resultado

$$E_z = 0.067HU^* \quad (3.39)$$

## 3.3 Cinética de reacciones químicas

La cinética química se refiere a las tasas (velocidades) y mecanismos por los cuales las reacciones químicas se llevan a cabo. Antes de plantear como se cuantifican las reacciones, se desarrollarán primero algunas definiciones generales y nomenclatura.

### 3.3.1 Tipos de reacción

- *Reacciones homogéneas.* Envuelven una única fase (líquida, gas, o sólida). Debido a que estas son el tipo más fundamental de reacciones empleadas en modelación de calidad de agua, este trabajo estará enfocado a las reacciones homogéneas que toman lugar en la fase líquida.

- *Reacciones heterogéneas.* Envuelven más de una fase, con la reacción ocurriendo en la superficie entre las fases.

Una *reacción reversible* puede proceder en cualquier dirección, dependiendo de las concentraciones relativas de los reactantes y los productos:



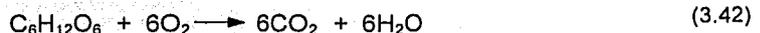
donde las letras minúsculas representan coeficientes estequiométricos y las letras mayúsculas designan los compuestos que están reaccionando. Dado suficiente tiempo, estas reacciones tienden a alcanzar un equilibrio que puede ser convenientemente definido por una ley de coeficiente de acción de masas.

Aunque las reacciones reversibles son importantes en modelación de calidad de agua, se ha puesto mayor énfasis en las *reacciones irreversibles*. Estas proceden en una única dirección y continúan hasta que el reactante haya sido agotado. En estos casos se trata de determinar de la tasa de desaparición de uno o más sustancias que están tomando parte en la reacción. Por ejemplo, para la reacción irreversible



podría ser interesante determinar la tasa a la cual desaparece la sustancia A.

Un ejemplo común de una reacción irreversible es la descomposición de la materia orgánica, la cual es generalmente representada por



Donde  $C_6H_{12}O_6$  es glucosa, que puede tomarse como una representación simple de la materia orgánica. Cuando el agua residual es descargada en un cuerpo de agua receptor, una reacción de este tipo se lleva a cabo. La materia orgánica en el agua residual es oxidada por las bacterias para formar dióxido de carbono y agua. Aunque la fotosíntesis representa una reacción reversible que produce materia orgánica y oxígeno, normalmente no ocurre en la misma proximidad que la descomposición. Además, debido a que la descomposición y la fotosíntesis son relativamente lentas, no llegarían al equilibrio en las escalas de tiempo de

interés en la mayoría de problemas de calidad del agua. Por lo tanto la descomposición es usualmente caracterizada como un proceso de un solo sentido.

### 3.3.2 Cinética de Reacciones

La *cinética* o tasa de las reacciones puede ser expresada cuantitativamente por la *ley de acción de masa*, la cual declara que la tasa es proporcional a la concentración de los reactantes.

Según lo señalado en la sección 3.3.1, las condiciones de equilibrio no siempre son alcanzadas por reacciones reversibles o irreversibles dentro del tiempo de retención de un ambiente. La velocidad de muchas reacciones es lenta con relación a procesos productivos o dispersivos. Una comprensión del tiempo de dependencia de la reacción es por lo tanto a menudo más importante que el conocimiento de las condiciones finales de equilibrio. La tasa de reacción depende no solamente de la sustancia particular implicada, sino también de la naturaleza física de esta sustancia que está presente en el mismo estado físico.

Asumiendo una buena mezcla en un sistema homogéneo, la manera en que la tasa de reacción puede variar con la concentración de alguna o todas las sustancias reactivas es denotada por el orden de la reacción. Para la reacción:



La ecuación para la tasa de formación de P puede ser escrita:

$$\frac{d[P]}{dt} = k[A]^{\gamma}[B]^{\delta} \quad (3.44)$$

donde k es la tasa constante (por unidad de tiempo) y [A] y [B] son concentraciones instantáneas. La tasa a la cual P es formada varía con el tiempo porque la concentración de A y B son reducidas como progreso de la reacción (Figura 3.6). La forma de la curva en la figura 3.6 depende del número de sustancias reactantes limitando la tasa de reacción.

Las potencias a las cuales las concentraciones están elevadas están referidas como el *orden de reacción*. En la ecuación (3.44) la reacción es de orden  $\gamma$  con respecto al reactante A y

TECNO CON  
FALLA DE ORIGEN

de orden  $\delta$  con respecto al reactante B. El orden total de la reacción es  $n = \gamma + \delta$ . El orden total de la reacción, o el orden con respecto a cualquier componente individual, no tiene que ser un entero. Sin embargo, varias de las reacciones más importantes usadas en modelación de calidad del agua presentan orden entero.

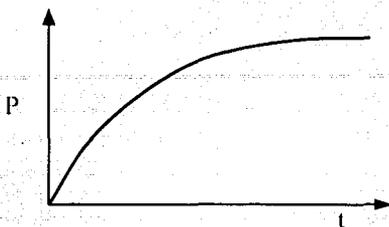


Figura 3.6. Cinética de reacción (la forma de la curva depende del orden de la reacción).

### 3.3.2.1 Reacciones de orden cero

La tasa de reacción es independiente de la concentración de las sustancias reactivas.

Si en la reacción  $A + B = P$  los exponentes  $\gamma$  y  $\delta$  en la ecuación (3.44) son cero, entonces la tasa de cambio de concentración para cada reactivo puede ser representado por la ecuación (3.45).

$$-\frac{d[A]}{dt} = -\frac{d[B]}{dt} = k \quad (3.45)$$

donde  $k$  tiene unidades de  $(ML^{-3}T^{-1})$ . Si  $[A] = [A_0]$  en  $t = 0$ , entonces esta ecuación puede ser integrada por separación de variables para producir

$$[A] = [A_0] - kt \quad (3.46)$$

Como se describe en la figura 3.7, este modelo especifica una tasa constante de agotamiento por unidad de tiempo. Así, si una gráfica de concentración versus tiempo produce una línea recta, se podrá inferir que la reacción es de orden cero.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

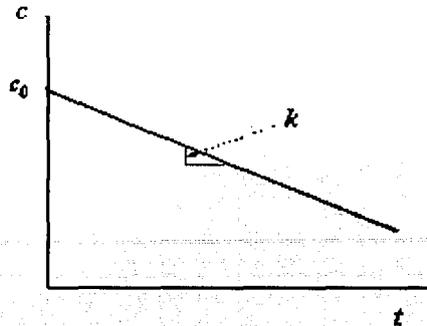


Figura 3.7. Gráfica de concentración versus tiempo para reacciones de orden cero (Chapra, 1997)

### 3.3.2.2 Reacciones de primer orden

La tasa de reacción es proporcional a la concentración de uno de los reactivos. Para cualquiera:



o



(donde B está presente en exceso) solamente [A] y la tasa de reacción puede ser representada como:

$$-\frac{d[A]}{dt} = k[A] \quad (3.47)$$

la cual puede ser integrada para obtener:

TÉCNICO CON  
 FALLA DE ORIGEN

$$[A] = [A_0]e^{-kt} \quad (3.48)$$

$[A_0]$  = concentración inicial en  $t=0$

donde  $k$  tiene unidades de  $T^{-1}$ . Si  $[A]$  es la concentración instantánea en el tiempo  $t$  y la cantidad de  $[A]$  consumida en este periodo es:

$$[A_0] - [A] = [A_0](1 - e^{-kt}) \quad (3.49)$$

Por sustitución  $k_1 = 0.4343 k$  y la ec. (3.48) puede ser escrita en la forma:

$$[A] = [A_0] 10^{-k_1 t}$$

o

$$\log_{10} \frac{[A]}{[A_0]} = -k_1 t \quad (3.50)$$

Los valores de  $k$  o  $k_1$  pueden ser encontrados de una grafica del  $\log [A] / [A_0]$  contra  $t$ , el cual debe dar una línea recta de pendiente  $k$  (Figura 3.8) usando un análisis de mínimos cuadrados. Este es un método útil para determinar si una reacción particular es de primer orden o no.

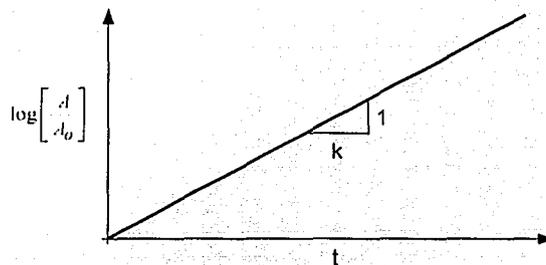
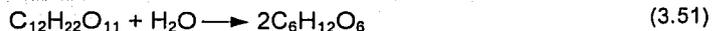


Figura 3.8. Grafica semi - logarítmica de una reacción de primer orden.

Ejemplos de reacciones de primer orden son:

1. El decaimiento de radio-isótopos
2. Las reacciones de pseudo-primer orden de
  - a) desinfección de organismos en la cual el numero de organismos destruidos por unidad de tiempo es proporcional al numero de organismos restantes, y
  - b) La hidrólisis de granos de azúcar en solución de agua de acuerdo a

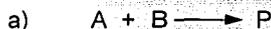


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Donde el agua esta presente en excesos tan largos que la concentración no cambia significativamente durante el curso de la reacción. La oxidación de materia orgánica y muchas otras reacciones importantes quedan dentro de esta categoría.

### 3.3.2.3 Reacciones de segundo orden

Dos tipos de reacciones de segundo orden pueden ser identificadas:



donde la concentración de A y B afecta la tasa de reacción, la cual puede ser representada como:

$$-\frac{d[A]}{dt} = k[A][B] = \frac{d[P]}{dt} \quad (3.52)$$

con valores de ambos,  $\gamma$  y  $\delta = 1$  en la ecuación (3.52).



dando:

$$-\frac{d[A]}{dt} = k[A]^2 = \frac{dP}{dt} \quad (3.53)$$

donde  $\gamma = 2$  y  $\delta = 0$  en la ecuación (3.53), k tiene unidades de ( $L^3M^{-1}T^{-1}$ ).

Para la reacción de segundo orden en la cual A y B reaccionan, la expresión de la razón integrada toma la forma:

$$\log_{10} \frac{[B_0]([A_0] - [A])}{[A_0]([B_0] - [B])} = k_1([A_0] - [B_0])t \quad (3.54)$$

Las concentraciones instantáneas [A] y [B] son iguales en una reacción de segundo orden de este tipo. Una grafica de la parte izquierda de la ecuación (3.54) contra t producirá una línea recta con una pendiente igual a  $k_1 ([A_0] - [B_0])$ .

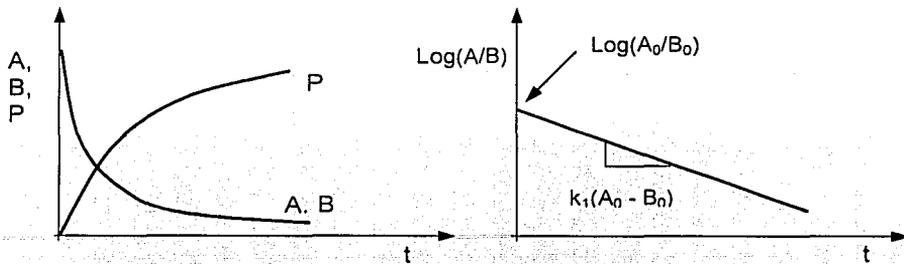


Figura 3.9. Grafica de una reacción de segundo orden con dos reactantes.

Algunos ejemplos de reacciones de segundo orden se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Reacciones de segundo orden.

A + A = P	Mortalidad del zooplancton Reacciones de fase gaseosa atmosférica
A + B = P	Cinética microbiana (sustrato + células) Reacciones de sorción (adsorbente + adsorbato) Depredador-presa (fito + zooplancton)

3.3.2.4 Efecto de la temperatura

Las tasas de reacción generalmente se incrementa con los incrementos en la temperatura. Algunos aproximadamente el doble por cada incremento de 10 °C (James, 1993).

La ecuación de Van't Hoff. - Arrhenius puede ser usada para predecir el efecto de la temperatura sobre las tasas de reacción

$$k(T_a) = Ae^{\frac{-E}{RT_a}} \tag{3.55}$$

donde

A = un factor de frecuencia o preexponencial

E = Activación de energía (J mole<sup>-1</sup>), una características constante de la reacción,

R = Constante del gas (8.314 J mole<sup>-1</sup> K<sup>-1</sup>),

T<sub>a</sub> = Temperatura absoluta (K).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

La ecuación (3.51) a es utilizada para comparar la tasa de reacción constante en dos diferentes temperaturas. Esto puede hacerse expresando la relación de las tasas, como en

$$\frac{k(T_{a2})}{k(T_{a1})} = e^{\frac{E(T_{a2}-T_{a1})}{RT_{a2}T_{a1}}} \quad (3.56)$$

La ecuación (3.56) puede ser simplificada comprendiendo que

- Debido a que la temperatura en la mayoría de los cuerpos de agua varía sobre un rango bastante estrecho (273 a 313 K), el producto de  $T_{a2}$  y  $T_{a1}$  es relativamente constante.
- La diferencia en temperatura ( $T_{a2} - T_{a1}$ ) es idéntica si se usa una escala absoluta o en centígrados.

Consecuentemente, lo siguiente puede ser definido como una constante:

$$\theta \equiv e^{\frac{E}{RT_{a2}T_{a1}}} \quad (3.57)$$

y la ecuación (3.56) puede ser expresada como

$$\frac{k(T_2)}{k(T_1)} = \theta^{T_2-T_1} \quad (3.58)$$

donde la temperatura es expresada en °C.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En modelación de calidad del agua, muchas reacciones son reportadas a 20 °C. Por lo tanto, la ecuación (3.55) es usualmente expresada como

$$k(T) = k(20)\theta^{T-20} \quad (3.59)$$

La tabla 3.2 resume algunos valores comúnmente usados para  $\theta$ . La figura 3.10 ilustra la dependencia funcional de la temperatura a través del rango comúnmente encontrado en aguas naturales.

Tabla 3.2. Algunos valores típicos de  $\theta$  usados en modelación de calidad del agua.

Proceso	$\theta$
Descomposición de la DBO	1.047
Reaireación del oxígeno	1.024
Fotosíntesis algal	1.065
Nitrificación	1.04
Respiración bacterial	1.03
Demanda de oxígeno por sedimentos	1.08

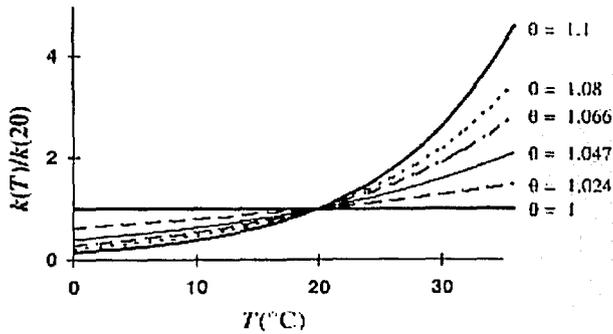


Figura 3.10. Efecto de la temperatura sobre la tasa de reacción para varios valores de  $\theta$  (Chapra, 1997).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO 4

### FORMULACIÓN GENERAL DEL MODELO

#### **4.1 Introducción**

Un modelo de calidad del agua adecuado requiere la especificación de una estructura del modelo y formulación apropiada de los procesos. Ambos deben relacionarse a la división estructural del ecosistema de corrientes de agua incluyendo sus patrones de desplazamiento longitudinal, lateral y vertical. La predicción de la calidad del agua depende del camino en el cual los procesos físico-químicos e hidrodinámicos sean simulados (Maskell 1991, Calow 1994). Es importante que los métodos usados para representar los diversos procesos, sean apropiados a la aplicación del modelo.

La finalidad de desarrollar un modelo de calidad del agua es presentar una herramienta capaz de simular el comportamiento de los componentes hidrológicos y de calidad del agua de un sistema de corrientes.

#### **4.2 Representación conceptual**

Shanahan *et al* (1998) presenta un esquema de un modelo conceptual de ecosistemas de corrientes de agua que consiste de elementos abióticos y bióticos enlazados dentro del ciclo hidrológico (ver figura 4.1). Los procesos dentro del sistema y entre los elementos son complejos y pueden ser descritos por una serie de parámetros físico-químicos, hidro-

morfológicos y biológicos. Las estructuras abióticas y bióticas de la corriente de agua son caracterizadas por gradientes longitudinales, laterales, verticales y temporales.

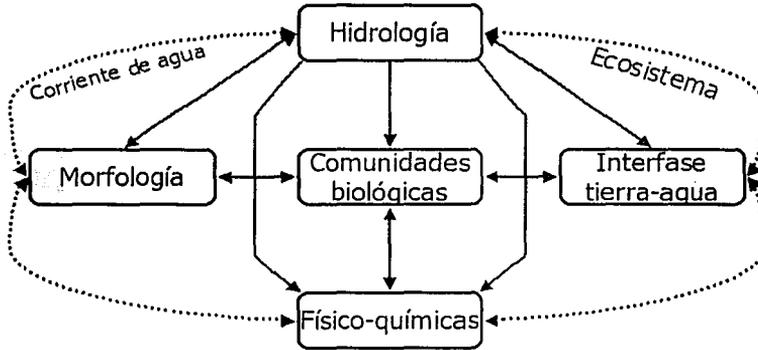


Figura 4.1. Estructura de un ecosistema de corriente de agua.

#### 4.2.1 Descripción del Modelo Desarrollado

El modelo de calidad del agua desarrollado, está dividido en tres partes conceptuales: un módulo hidrodinámico unidimensional en el que se resuelven las características hidráulicas básicas del río o cauce natural estudiado; un módulo hidrodinámico bidimensional que genera el dominio regular en el plano x-y, como también los campos de velocidades del río para secciones a un  $\Delta x$  prefijado; y un módulo de calidad del agua para la resolución del transporte de las sustancias disueltas y decaimiento y/o transformación de las mismas a causa de los procesos físicos, químicos y biológicos. Las tres partes conceptuales están ligadas de acuerdo al algoritmo principal del modelo.

La representación funcional vincula la formulación de las características físicas, los procesos, y condiciones de frontera dentro del conjunto de ecuaciones algebraicas y envuelve la definición precisa de cada variable y su relación con los otros parámetros que caracterizan el modelo o las relaciones de entrada y salida.

En la figura 4.2 se presenta el algoritmo general del programa ANAITE, que describe cada uno de los módulos conceptuales del programa y también presenta los parámetros y constituyentes resueltos por cada uno de estos módulos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

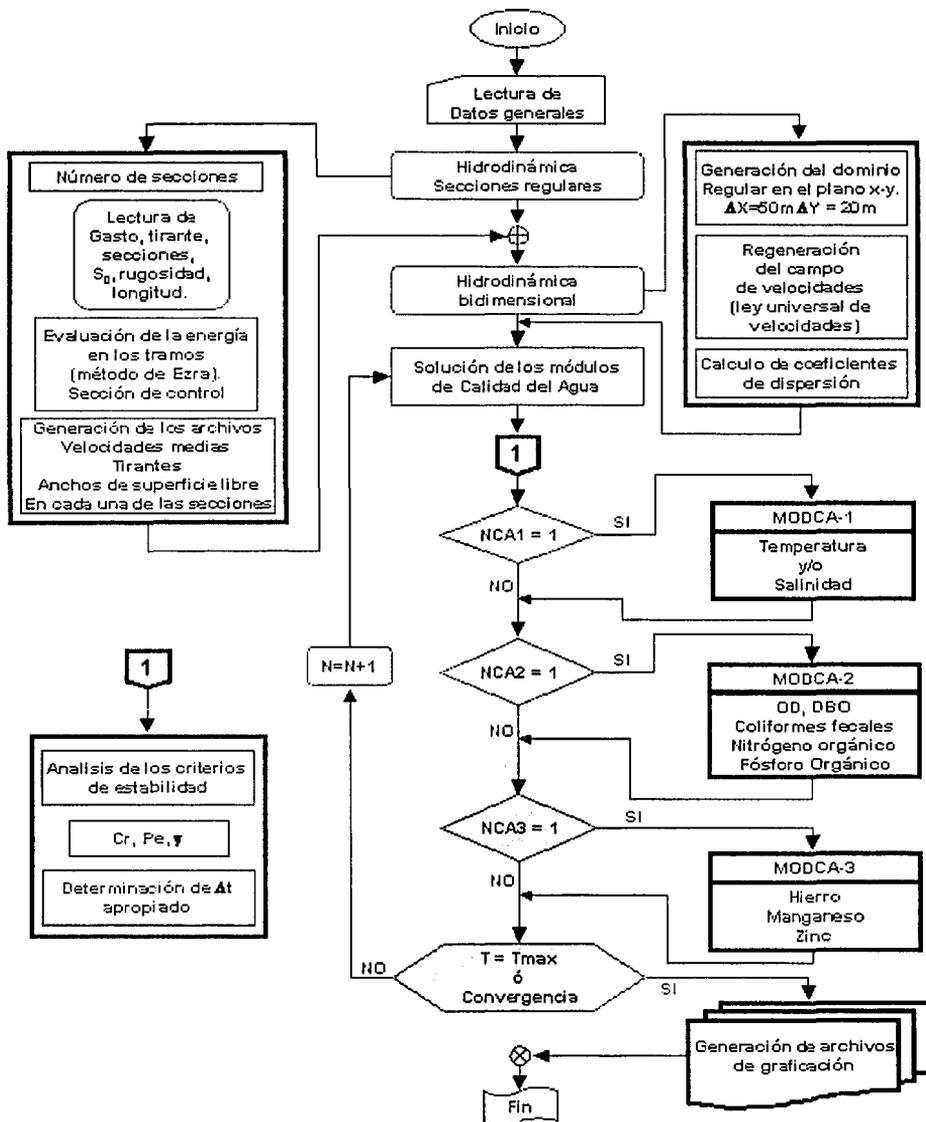


Figura 4.2. Algoritmo del programa ANAITE

### 4.3.1 Modulo Hidrodinámico unidimensional

El transporte de los contaminantes disueltos en el agua depende de las características hidrodinámicas de las corriente de agua que se esté estudiando.

Es importante mencionar que en todo modelo de transporte de contaminantes en aguas, el origen de los datos hidrodinámicos es algo primordial, esto quiere decir que se debe contar con un modelo que represente adecuadamente la hidrodinámica de manera confiable y que sea de validez para las características del medio físico a modelar.

Para el análisis de los problemas en canales irregulares es necesario hacer un levantamiento topográfico en el campo, para dividir el río en una serie de tramos cortos de tal modo proporcionados, que la forma de la sección y factores de rugosidad sean aproximadamente uniformes en cada tramo (Sotelo, 1997). En la figura 4.3 se muestra un ejemplo relacionado.

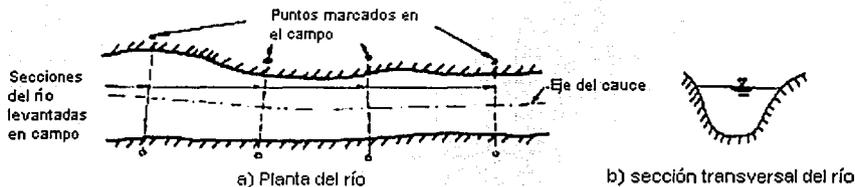


Figura 4.3. Esquema de las secciones transversales en un cauce natural levantados en el campo.

En el presente trabajo, para la representación de la hidrodinámica de cauces naturales, se desarrolló un modelo hidrodinámico unidimensional que calcula el perfil de la superficie del agua. El programa está basado en una modificación del método de Ezra que permite calcular varios perfiles con diferentes caudales en una sola *corrida* y se ajusta a la forma irregular de los cauces naturales. El programa es válido únicamente para régimen subcrítico debido a que en general el escurrimiento en cauces se da en esta condición. Los parámetros de relevancia para el modelo de calidad del agua que calcula este programa para cada una de las secciones establecidas son los siguientes: cadenamamiento, las velocidades medias, elevación, tirante del agua, radio hidráulico y el área.

Básicamente, el método utilizado consiste en la aplicación de la ecuación de energía entre dos secciones 1 y 2; la figura 4.4 ilustra las condiciones hidráulicas en uno de los tramos de longitud  $\Delta x$  en que se ha dividido el río, que igualando las alturas totales en los extremos de las secciones 1 y 2, se puede escribir la siguiente ecuación:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

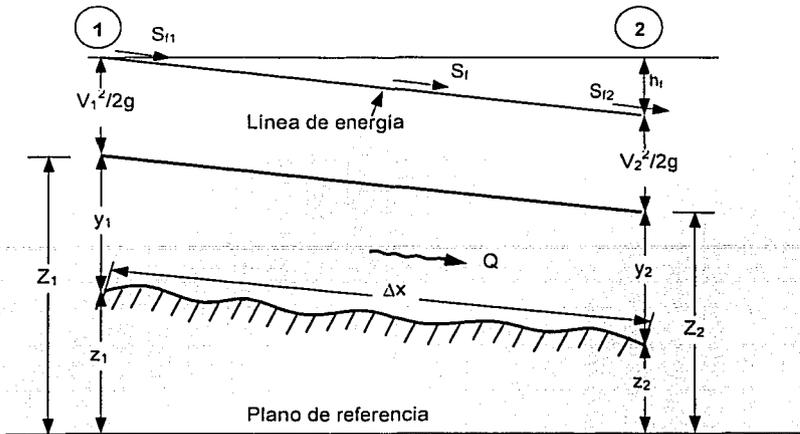


Figura 4.4. Tramo corto de un río.

$$z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + hf \tag{4.1}$$

donde,  $z$  = elevación sobre un plano de referencia del punto más bajo de la sección, (L).

$y$  = tirante, (L).

$hf$  = pérdida de energía entre la sección 1 y 2, (L).

$V$  = Velocidad media, (LT<sup>-1</sup>).

$g$  = aceleración debida a la gravedad, (LT<sup>-2</sup>).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

En este trabajo la ec. (4.1) es expresada de la siguiente manera:

$$h_1 + F_A(h_1) = h_2 + F_B(h_2) \tag{4.2}$$

donde

$$h = z + y \tag{4.3}$$

$$F_A(h_1) = \frac{V_1^2}{2g} - \frac{1}{2} S_{f1} \Delta x_1 \tag{4.4}$$

$$F_B(h_2) = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{1}{2} S_{f2} \Delta x_2 \quad (4.5)$$

$$S_f = \left( \frac{nV}{R^{2/3}} \right)^2 \quad (4.6)$$

$\Delta x_1$  es la distancia entre la sección donde se calcula  $F_A$  y la de aguas arriba, (L).

$\Delta x_2$  es la distancia entre la sección donde se calcula  $F_B$  y la de aguas abajo, (L).

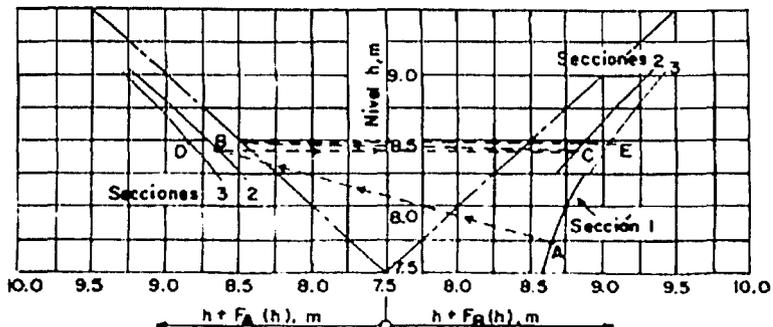
$h$  = Elevación de la superficie libre del agua, (L).

$n$  = es el coeficiente de Manning.

$R$  = es el radio hidráulico, (L).

$S_f$  = pendiente de fricción.

El método Ezra da una solución gráfica de la ecuación (4.2) dibujando curvas de  $h + F_A(h)$  y  $h + F_B(h)$  contra  $h$  para cada sección del río (Figura 4.5). La función  $F_A(h)$  se aplica a la sección en el extremo aguas arriba de un tramo dado, y  $F_B(h)$  a la sección que se encuentra aguas abajo del mismo tramo. Debido a que cada sección corresponde al extremo aguas debajo de un tramo y luego al de aguas arriba de la sección siguiente (en la dirección del flujo), las funciones  $F_A$  y  $F_B$  deben ser calculadas para cada sección. Debe notarse también que  $\Delta x$  no es el mismo para cada función en la misma sección, ya que al calcular  $F_A$  se emplea la distancia entre la sección considerada y la de aguas arriba, y al calcular  $F_B$  se emplea la distancia entre dicha sección y la de aguas abajo, con lo que se justifica el uso del índice 1 y 2 para  $\Delta x$  en las ecuaciones 4.4 y 4.5 (Sotelo, 1997).



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 4.5. Operación con el método Ezra para determinación de perfiles longitudinales.

Para cada sección, se toman los valores de elevación de la superficie del agua, y se determinan y tabulan todos los elementos geométricos necesarios para cada tramo correspondiente a esas elevaciones de la superficie del agua; los dos tipos de curvas se presentan en la figura 4.5 a manera de ejemplo. En el programa, el proceso gráfico es sustituido por un método de interpolación de tres puntos, que presenta en forma tabular para todas las secciones, las curvas áreas-elevaciones, radio hidráulico-elevaciones, ancho-elevaciones, perímetro mojado-elevaciones, caudal crítico-elevaciones y coeficiente de fricción-elevaciones; con estas tablas son evaluados los términos de la ecuación 4.2 para diferentes valores de  $h$ , en todas las secciones del río. La tabla 4.1 ejemplifica la forma en que imprime estas curvas el programa para una de las secciones del río (Se anexa un cálculo realizado para la sección 29 del río Magdalena, que se describe con más detalle en el capítulo 6.).

Tabla 4.1. Parámetros geométricos e hidráulicos calculados por el modulo hidrodinámico unidimensional para una sección del río Magdalena.

SECCION N° 29						
Elev. (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (m)	Radio Hid. (m)	Ancho (m)	Caudal, Qc (m <sup>3</sup> /s)	S (s <sup>2</sup> /m <sup>6</sup> )
-1.00	13.85	81.09	0.17	81.08	17.93	.372E-04
-0.50	92.79	261.12	0.36	261.10	173.25	.312E-06
0.00	266.48	362.46	0.74	362.38	715.72	.143E-07
0.50	451.80	379.07	1.19	378.92	1545.18	.262E-08
1.00	645.40	395.68	1.63	395.47	2582.38	.845E-09
1.50	847.27	412.29	2.06	412.02	3805.49	.360E-09
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
7.00	3613.99	595.03	6.07	594.06	27919.06	.467E-11
7.50	3915.15	611.64	6.40	610.61	31051.14	.371E-11
8.00	4224.59	628.25	6.72	627.15	34341.95	.298E-11
8.50	4542.31	644.86	7.04	643.70	37792.61	.243E-11
9.00	4868.30	661.47	7.36	660.25	41404.30	.199E-11

De la misma manera, los resultados de las condiciones finales en el remanso del río son presentados en forma tabular para cada uno de los gastos que se están trabajando; esto puede ser visto en la tabla 4.2, en donde se presenta el resultado para un gasto de 3000 m<sup>3</sup>/s para el río Magdalena (para más detalle, ver capítulo 6).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Tabla 4.2.** Extracto del perfil hidráulico calculado para un gasto de 3000 m<sup>3</sup>/s.

CONDICIONES FINALES EN EL REMANSO						
Sección	Cadena. (Km)	Tirante (m)	Elevación (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Radio (m)	Vel. (m/s)
29	0.546	9.75	9.445	5158.480	7.641	0.684
28	1.241	9.78	9.556	13218.618	9.348	0.262
27	1.799	9.78	9.564	16127.789	9.539	0.214
26	3.447	9.91	9.613	2895.348	5.475	1.330
25	4.300	10.02	9.905	2502.310	5.992	1.559
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.
6	17.742	11.95	14.023	5263.407	9.447	0.879
5	18.803	11.99	14.089	6331.881	12.355	0.658
4	19.263	12.00	14.152	7039.795	13.342	0.577
3	19.721	12.01	14.165	7605.556	12.391	0.539
2	20.347	11.91	14.138	7116.174	11.113	0.605
1	21.008	11.92	14.105	8422.795	10.134	0.516

Este programa también genera un archivo que contiene toda la información de entrada para el modelo hidrodinámico bidimensional. Específicamente, la información contenida en este archivo es la siguiente: número de secciones, anchos, longitud entre secciones, tirante, radio hidráulico y velocidades de las secciones principales, como se presenta en la tabla 4.3.

**Tabla 4.3.** Extracto de los datos de entrada para el modulo hidrodinámico bidimensional.

Secc	Ancho (m)	Longitud (m)	Tirante (m <sup>2</sup> )	Radio (m)	Vel. (m/s)
29	660.25	546.00	9.75	6.886	0.68
28	1400.10	695.00	9.78	8.150	0.26
27	1673.03	558.00	9.78	8.287	0.21
26	812.04	1648.00	9.91	4.921	1.33
25	620.31	853.00	10.02	5.256	1.56
24	580.20	543.00	9.14	4.982	1.05
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.
6	544.49	617.00	11.95	6.964	0.88
5	496.23	1061.00	11.99	9.333	0.66
4	504.90	460.00	12.00	10.124	0.58
3	561.73	458.00	12.01	9.555	0.54
2	599.16	626.00	11.91	8.102	0.61
1	736.05	661.00	11.92	7.519	0.52

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

### 4.3.2 Modulo Hidrodinámico Bidimensional

Se desarrolló un segundo programa hidrodinámico que inicialmente interpola linealmente a un  $\Delta X$  determinado (en este trabajo fue de 100 metros) los parámetros que arroja el modelo hidrodinámico unidimensional, estos son: el ancho, velocidad, tirante, y radio hidráulico. Este modelo tiene como función primordial determinar la hidrodinámica bidimensional del río, de la que se adquiere el campo de velocidades superficial con el que se evaluará el transporte de los contaminantes.

El campo de velocidades superficial se obtiene a partir de la velocidad media obtenida con el modelo hidrodinámico unidimensional (ver figura 4.6), a la que se le aplica la ley de distribución de velocidades para canales naturales rugosos (Chow, 1994). La formula utilizada para este cálculo es la siguiente:

$$V = V_f \left( A_0 + 5.75 \log \frac{R}{k} \right) \quad (4.7)$$

donde,

$$V_f = \frac{g V}{C} \quad (4.8)$$

$$C = 28.6 \text{Re}^{(1/8)} \quad (4.9)$$

$$\text{Re} = \frac{4 \cdot V R}{\nu} \quad (4.10)$$

$V$  = velocidad ( $\text{LT}^{-1}$ )

$k$  = altura de rugosidad de Nikuradse, 1.55 es el valor típico para lecho de río natural.

$A_0$  = factor de forma, para este caso se utilizó un valor de 6.25.

$V_f$  = velocidad de fricción en las paredes, ( $\text{LT}^{-1}$ ).

$V$  = velocidad media del flujo, ( $\text{LT}^{-1}$ ).

$R$  = radio hidráulico, (L).

$C$  = coeficiente de Chezy.

$\text{Re}$  = Numero de Reynolds.

$\nu$  = viscosidad cinemática, ( $\text{L}^2\text{T}^{-1}$ ).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

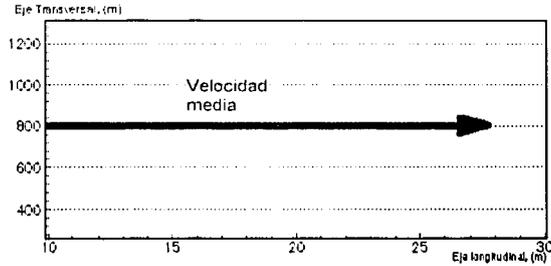


Figura 4.6. Velocidad media inicial.

La metodología utilizada para la aplicación de la ec. (4.7) se fundamentó en calcular el perfil de velocidades desde una de las márgenes del río hasta el centro del mismo, como se esboza en la figura 4.7.

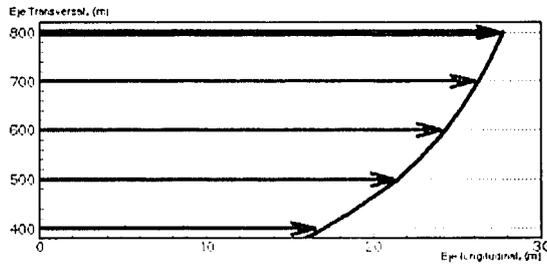
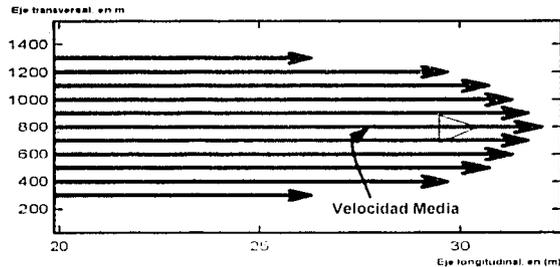


Figura 4.7. Perfil de velocidades para una sección.

Luego se repitió el calculo utilizando el mismo procedimiento, pero esta vez iniciando el calculo desde la otra margen del río hacia el centro, completándose con esto la distribución horizontal de velocidades en la superficie para cada una de las secciones (ver figura 4.8).



TECNOLOGIA CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 4.8. Generación de los perfiles de velocidad sobre el plano superficial

Este programa a su vez, realiza los cálculos de los coeficientes de dispersión longitudinal y transversal para cada sección del río, los cuales son incluidos en la ecuación de advección-difusión-reacción. En la determinación de estos coeficientes se implementó la fórmula de Liu para la dispersión longitudinal, y la de Elder para la dispersión transversal con un coeficiente  $\phi$  de 0.23. Detalles de estas formulaciones se revisaron en las secciones 3.2.4.1 y 3.2.4.2.

El programa genera un archivo de datos en el que se incluyen los coeficientes de dispersión longitudinal y transversal, los tirantes de agua y el ancho de las secciones, dicho archivo es utilizado por los módulos de calidad del agua cuando estos trabajan con coeficientes variables. En la tabla 4.4 se presenta un fragmento de la forma en que se genera este archivo.

**Tabla 4.4.** Extracto del archivo de coeficientes generado por el módulo hidrodinámico bidimensional.

Ex (m <sup>2</sup> /s)	Ey (m <sup>2</sup> /s)	Ancho (m)	Tirante (m)
218.0634	0.1875259	600.0000	11.9210
215.2130	0.1875074	580.0000	11.92021
212.4338	0.1874889	560.0000	11.91943
209.7230	0.1874703	540.0000	11.91864
.	.	.	.
.	.	.	.
142.0012	0.1888295	860.0000	11.85658
140.2038	0.1887898	840.0000	11.85817
138.4559	0.18875	820.0000	11.85975
136.7555	0.1887102	800.0000	11.86133
135.1008	0.1886705	780.0000	11.86292
.	.	.	.
.	.	.	.
107.8016	0.1826394	520.000	9.763715
101.0423	0.1822683	540.000	9.761572
95.10883	0.1818973	560.000	9.759429
89.85991	0.1815267	580.000	9.757286
85.18473	0.1811562	560.000	9.753143

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**4.3.3 Los módulos de calidad del agua**

Las partes constitutivas del modelo de calidad del agua están divididas en tres módulos identificados y compuestos de la siguiente manera:

- ❖ MODCA 1. En el que se resuelven las variables físicas, esto es, la temperatura y salinidad.
- ❖ MODCA 2. Resolución de las variables químicas y biológicas; OD, DBO, coliformes fecales, nitrógeno orgánico y fósforo orgánico.
- ❖ MODCA 3. Correspondiente a la resolución de sustancias tóxicas, propiamente metales pesados; Zinc, Hierro y Manganeseo.

Las ecuaciones diferenciales de cada uno de los componentes que serán modelados, están escritas rigiendo la formulación general

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) + \Gamma_C \quad (4.11)$$

donde se aprecia que el modelo es unidimensional en la parte advectica y bidimensional en la parte dispersiva, aunque se tiene la posibilidad de incluir el término  $(\nabla \partial C / \partial y)$  cuando las descargas laterales lleven una velocidad importante con respecto a la de la corriente principal.

La particularidad de cada una de ellas, está en la evaluación de los mecanismos de creación/destrucción de las diferentes sustancias a analizar.

Las variables  $C$ ,  $u$ ,  $E_x$ ,  $E_y$ , y  $\Gamma_C$  pueden variar con el tiempo y la ubicación,  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . esta ecuación está sujeta a varias condiciones de frontera e iniciales cuya formulación varía dependiendo de la aplicación. Las variables  $u$ ,  $E_x$ , y  $E_y$ , son independientes de  $C$  y pueden ser determinadas externamente para el modelo de calidad del agua.

La ec. (4.11) es irresoluble por algún procedimiento analítico, debido a esto, las diferentes ecuaciones son resueltas en esquemas de diferencias finitas, siguiendo el procedimiento que se presenta a continuación.

#### 4.3.3.1 Solución de la Ecuación de Difusión-Advección por el método de diferencias finitas

La ecuación de advección-difusión puede escribirse, para fines explicativos, de la siguiente manera

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -U \frac{\partial C}{\partial x} + E_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (4.12)$$

la cual, utilizando esquemas de diferencias finitas centradas, tanto para el término advectivo como para el difusivo, puede escribirse como sigue

$$\frac{C_i^{n+1} - C_i^n}{\Delta t} = -U_i \frac{C_{i+1}^n - C_{i-1}^n}{2\Delta x} + E_x \left( \frac{C_{i+1}^n - 2C_i^n + C_{i-1}^n}{\Delta x^2} \right) \quad (4.13)$$

donde

$$C_i^{n+1} = C_i^n - U_i \frac{\Delta t}{2\Delta x} (C_{i+1}^n - C_{i-1}^n) + \frac{\Delta t E_x}{\Delta x^2} (C_{i+1}^n - 2C_i^n + C_{i-1}^n) \quad (4.14)$$

en forma genérica, esta ecuación suele escribirse

$$C_i^{n+1} = A_0 C_{i-1}^n + A_1 C_i^n + A_2 C_{i+1}^n \quad (4.15)$$

en donde, los coeficientes A se definen de la siguiente forma

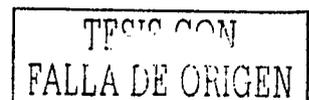
$$A_0 = \lambda + \frac{C_r}{2} \quad ; \quad A_1 = 1 - 2\lambda \quad ; \quad A_2 = \lambda - \frac{C_r}{2} \quad (4.16)$$

en donde

$$C_r = \frac{U\Delta t}{\Delta x}, \text{ el número de Courant} \quad (4.17)$$

$$\lambda = \frac{\Delta t E_x}{\Delta x^2} = \frac{C_r}{Pe}, \text{ es el número difusivo} \quad (4.18)$$

Además, puede definirse



$$P_e = \frac{U \Delta x}{E_x}, \text{ el número de Peclet} \quad (4.19)$$

Los requerimientos de estabilidad para la solución numérica recomiendan que en los esquemas totalmente centrados, se cumplan las siguientes relaciones:

$$C_r < \frac{1}{2} P_e ; P_e < 2 ; \lambda < \frac{1}{2} \quad (4.20)$$

En la práctica suelen encontrarse recomendaciones usuales que establecen que:

$$P_e \approx 1.5 ; 0.5 \leq C_r < 1 ; 1/6 < \lambda < 1/2 \quad (4.21)$$

Con lo cual deben de definirse los tamaños de  $\Delta t$ ,  $\Delta x$ , tomando además en cuenta el valor del coeficiente de dispersión, el cual a su vez, puede ser definido por otras propiedades (Ver sección 3.2.4).

Los módulos de calidad del agua del programa ANAITE están escritos en diferencias finitas centradas, tal y como acaba de mostrarse anteriormente. La escritura de estos módulos ha seguido una etapa de calibración y validación mostrada en el capítulo 5 antes de ser aplicados al río Magdalena.

Se incluye además el término de creación/destrucción, el cual es particular para cada componente y es resuelto por diferentes aproximaciones.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## 4.3.4 El Modulo MODCA 1

```

.....
C                               SUBROUTINE MODCA1
.....
*
* *                               SE CALCULA LA TEMPERATURA Y LA SALINIDAD
* *                               COSIDERANDO LA ECUACION DE TRANSPORTE DE ESCALARES
* *
* *                               SE UTILIZA UN METODO DE DIFERENCIAS FINITAS EXPLICITO
* *
* * @ COPYRIGHT 2002
* * Toda reproducción, integral o parcial, hecha sin el consentimiento de
* * los autores (o derechohabientes) es ilícita y sancionada por la ley.
* *
* * DEFINICION DE VARIABLES
* *
* * U: VELOCIDAD EN LA DIRECCION X
* * V: VELOCIDAD EN LA DIRECCION Y
* * EX: COEFICIENTE DE DISPERSION LONGITUDINAL
* * EY: COEFICIENTE DE DISPERSION TRANSVERSAL
* * DX: INCREMENTO ESPACIAL EN X
* * DY: INCREMENTO ESPACIAL EN Y
* * DT: INCREMENTO DE TIEMPO
* * T: TEMPERATURA
* * S: SALINIDAD
* * ITER: DEFINE EL NUMERO DE CICLO EN EL TIEMPO
* * ITMAX: INTERVALOS DE TIEMPO TOTALES
* * NTEMP: IDENTIFICA LA TEMPERATURA
* *       SI NTEMP=0 NO SE CALCULA
* *       SI NTEMP=1 SI SE CALCULA
* * NSAL: IDENTIFICA LA SALINIDAD
* *       SI NSAL=0 NO SE CALCULA
* *       SI NSAL=1 SI SE CALCULA
* *
.....

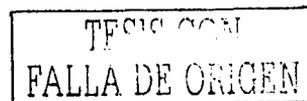
```

Figura 4.9. Presentación del código de la subrutina MODCA 1.

El modulo MODCA 1 es la primera subrutina que hace parte del modulo de calidad del agua del programa principal ANAITE, en este se resuelven variables físicas, que para este trabajo se ha elegido la temperatura y salinidad. En la figura 4.9 se presenta el encabezado del código fuente de esta subrutina.

#### 4.3.4.1 Representación de la temperatura

La temperatura del agua tiene una gran influencia sobre la calidad del agua, como también en la vida acuática, de un río. Varía de acuerdo a un ritmo estacional, sobre el cual son sobrepuestas fluctuaciones aleatorias que están estrechamente enlazadas a las condiciones meteorológicas predominantes.



La creciente importancia dada a la solución de problemas ambientales ha hecho necesario estudiar el régimen termal de corrientes en considerable detalle. Los siguientes puntos son importantes con respecto al significado que tiene la temperatura en un cuerpo de agua:

1. El uso de agua potable de una corriente requiere el mantenimiento de un mínimo de calidad del agua; específicamente, la temperatura no debe exceder un cierto umbral, más allá de que los problemas pueden surgir en el tratamiento del agua y en la entrega al consumidor.
2. La descarga de calor excesivo de efluentes industriales o municipales puede afectar positiva o negativamente el ecosistema acuático.
3. Es necesario entender en detalle el régimen termal de un tramo de río sobre el cual una central termoeléctrica será localizada para diseñar los sistemas de enfriamiento, los cuales incluyen tuberías internas, equipos de bombeo, y los condensadores. Asimismo, el diseño de las estructuras de entrada y salida debe tener en cuenta el riesgo del reciclaje de agua caliente rechazada.
4. Las variaciones en temperatura afectan la densidad del agua y consecuentemente su calidad; la temperatura tiene influencia sobre todas las reacciones biológicas y químicas.

Desde el punto de vista ambiental, el conocimiento del régimen termal de una corriente o río es fundamental. Un pronóstico de los impactos de cualquier desarrollo sobre la calidad del agua y sobre la vida acuática es a menudo hecha estimando la modificación de este régimen. La modificación de la temperatura del agua puede tener un efecto directo o letal sobre la fauna o flora acuática. Puede tener también un efecto indirecto a través del desequilibrio impuesto sobre la población por la competición entre especies que reaccionan de manera diferente a la modificación. Las descargas termales de las centrales termoeléctricas con un  $\Delta T \approx 5^\circ \text{C}$ , altera sensiblemente la flora y la fauna en la zona de influencia de la descarga.

El modelo de transporte y reacción para la temperatura, considerando que no hay cambios en las variables ambientales o climáticas, implementado en el MODCA 1 está dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = -U \frac{\partial T}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) - K_R (T - T_b) \quad (4.22)$$

en donde el mecanismo de reacción que se considera es propuesto por Thomann (1987) y para el cual,

$$K_R = \frac{K}{\rho c_p H} \tag{4.23}$$

$T$  = temperatura promedio del agua, ( $^{\circ}\text{C}$ )

$T_b$  = temperatura natural promedio del agua, ( $^{\circ}\text{C}$ )

$K_R$  = coeficiente de intercambio total, ( $\text{T}^{-1}$ )

$K$  = coeficiente de intercambio de calor promedio aproximado, ( $\text{Cal L}^{-2}\text{T}^{-1} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ )

$\rho$  = densidad del agua, ( $\text{M L}^{-3}$ )

$c_p$  = calor específico del agua, ( $\text{Cal M}^{-1} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ )

$H$  = profundidad del agua, ( $\text{L}$ ).

En esta aplicación, se asume una descarga de calor que entra al río y eleva la temperatura del agua (ver figura 4.10)

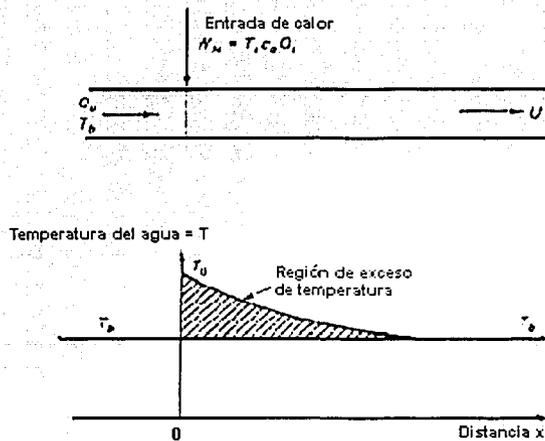


Figura 4.10. Distribución de temperatura en un río debido a descargas de calor.

La condición de frontera en la ubicación de la descarga ( $x = 0$ ) esta dada por  $T = T_0$  donde  $T_0$  es la temperatura resultante en la salida de la descarga después del mezclado con la temperatura aguas arriba del río.

La solución de la ecuación (4.22) en su versión unidimensional, resulta:

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

$$T = (T_0 - T_b) \exp\left(-\frac{K_R x}{U}\right) + T_b \quad (4.24)$$

Esta expresión muestra que en la salida de la descarga la temperatura se eleva a  $T_0$  para un cambio arriba de la temperatura natural de  $T_0 - T_b$ . La elevación de la temperatura declina exponencialmente como una función del coeficiente de intercambio de calor y se aproxima a la temperatura natural  $T_b$  a alguna distancia aguas abajo. Por lo tanto el procedimiento para calcular la distribución e temperatura aguas abajo es (Thomann 1987):

1. Estimar la temperatura natural aguas arriba,  $T_b$ .
2. Calcular la temperatura de mezclado en la salida de la descarga usando temperatura y flujo de la descarga y temperatura y flujo aguas arriba.
3. Estimar el coeficiente de intercambio de calor de la figura 4.11 con una temperatura del agua promedio aproximada sobre la distancia.
4. Calcular la distribución de temperatura usando estimados de campo de la profundidad y velocidad del río.

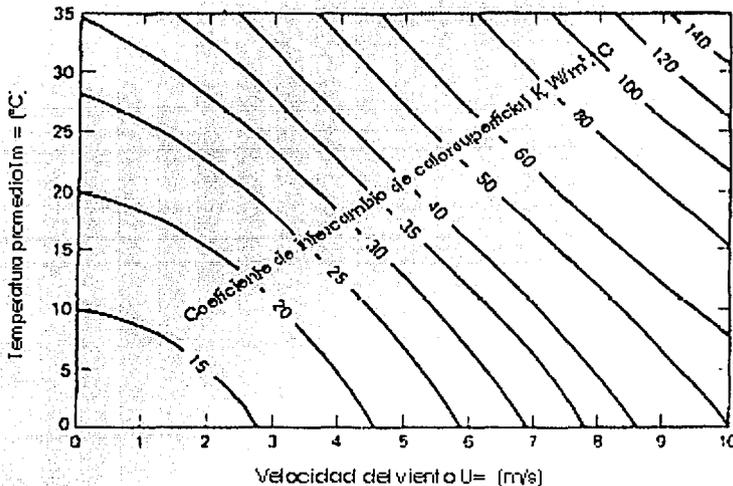


Figura 4.11. Gráfica para el coeficiente de intercambio de calor (Thomann, 1987).

El coeficiente de intercambio de calor determinado con la figura 4.8 tiene unidades  $W / m^2 \cdot ^\circ C$ , para convertirlo a unidades  $Cal L^{-2} T^{-1} ^\circ C^{-1}$  se tiene la siguiente relación:

$$1 \text{ W / m}^2 \cdot ^\circ\text{C} = 2.066 \text{ Cal / cm}^2 \cdot \text{día} \cdot ^\circ\text{C}.$$

#### 4.3.4.2 Representación de la salinidad

La salinidad es una de las características más interesantes para estudiar en un estuario. Esta propiedad resulta de la combinación de las diferentes sales que se encuentran disueltas en el agua oceánica, siendo las principales los cloruros, carbonatos y sulfatos. Se puede decir que básicamente el mar es una solución acuosa de sales, característica que le confiere su sabor.

De estas sales, el cloruro de sodio, conocido comúnmente como sal, se destaca por su cantidad, ya que constituye por sí sola el 80 por ciento de las sales. El restante 20 por ciento corresponde a los otros componentes.

Conforme los primeros investigadores se dieron cuenta de que las proporciones de algunas de estas sales se mantenían aparentemente constantes en las muestras de agua marina, surgió la necesidad de hacer uniformes y comparables entre sí las distintas medidas de salinidad de los diferentes mares y ello obligó a los investigadores a proponer una definición de la misma: "Salinidad es la cantidad total en gramos de las sustancias sólidas contenidas en un kilogramo de agua del mar." Se representa en partes por mil, y se encuentra en los océanos como salinidad media la de 35 partes por mil, o sea que un kilogramo de agua de mar contiene 35 gramos de sales disueltas.

La salinidad del agua dulce es de  $< 1$  ppt, en tanto que las aguas salobres tienen valores de salinidad entre 1 – 25 ppt (en bahías y estuarios).

En 1902, con el objeto de señalar normas comunes para determinar la salinidad de los mares, para que los investigadores pudieran contar con datos comparables, se definió la salinidad como: "La cantidad de sales por kilogramo de agua marina, en el momento que todas las sustancias químicas llamadas carbonatos se convirtieran en óxidos, y el bromo y el yodo fueran reemplazados por cloro, y toda la materia orgánica se encontrara oxidada."

La determinación de la salinidad, según esta definición, presenta muchas dificultades, y sería prácticamente imposible realizar los cientos de determinaciones que se requieren en una campaña de medición. Afortunadamente, un hecho experimental, simplificó el problema al

comprobarse a través de miles de análisis efectuados con muestras de agua obtenidas en todas las partes de los océanos, que la cantidad de las diferentes sales permanece prácticamente constante, lo cual permitió al científico danés Martin Knudsen medir la salinidad en función de la cantidad de cloro que se encuentra en el agua del mar, a lo que se le dio el nombre de *clorinidad*.

La clorinidad se define como: "La cantidad total de gramos de cloro contenida en un kilogramo de agua del mar, admitiendo que el yodo y el bromo han sido sustituidos por el cloro." Esta clorinidad así definida es más sencilla de determinar por análisis químico y permite calcular la salinidad hasta con una precisión de dos centésimas de gramo.

La salinidad puede estar relacionada a la concentración de cloruros por la siguiente aproximación:

$$S = 1.80655 \times \text{Chlor} \quad (4.25)$$

Donde Chlor = concentración de cloruro (ppt). A mayor salinidad, el agua alcanza menor concentración de oxígeno.

La salinidad varía en dirección tanto horizontal como vertical y aun en un mismo punto puede sufrir variaciones en las diferentes estaciones del año. Los factores que hacen cambiar la salinidad son, en primer lugar, la temperatura ya que si es elevada provoca una evaporación intensa y por lo tanto un incremento de salinidad resultante de la concentración de sales; en segundo lugar, los aportes de agua dulce, que por dilución, disminuye la salinidad.

**Tabla 4.5.** Relación temperatura / salinidad

Profundidad (m)	Temperatura (°C)	Salinidad (ppt)
0	26.44	37.45
50	18.21	36.02
100	13.44	35.34
500	9.46	35.11
1000	6.17	34.90
1500	5.25	34.05

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

El modelo utilizado para la representación de la salinidad en el MODCA 1 es el siguiente:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = -U \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial S}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial S}{\partial y} \right) + S_m \quad (4.26)$$

donde  $S$  = concentración de salinidad del agua, ( $ML^{-3}$ )

$S_m$  = salinidad en algún punto de control, e.g. el mar.

En este trabajo se consideró la salinidad como un soluto conservativo, por lo cual la ecuación 4.30 no presenta mecanismo de reacción o de creación/destrucción.

TFG'S CON  
FALLA DE ORIGEN

#### 4.3.5 El modulo MODCA 2

MODCA 2 es la subrutina donde se resuelven las variables químicas y biológicas que maneja el programa ANAITE, como son: oxígeno disuelto, demanda bioquímica de oxígeno, coliformes fecales, nitrógeno orgánico y fósforo orgánico. A continuación se describirán detalladamente cada una de estas variables, exponiendo su importancia en el ambiente acuático y su mecanismo de creación/destrucción. La figura 4.12 presenta el encabezado del código fuente de esta subrutina.

```

.....
C          SUBROUTINE MODCA2
.....
*
*
*   SE CALCULAN LAS ECUACIONES PARA
*       EL OXIGENO DISUELTO
*       LA DEMANDA BIOQUIMICA
*       LOS COLIFORMES FECALES
*       EL NITROGENO ORGANICO
*       EL FOSFORO ORGANICO
*
*   SE RESUELVE LA ECUACION DE DIFUSION-ADVECCION-REACCION
*   CON UN METODO DE DIFERENCIAS FINITAS EXPLICITO
*
* @ COPYRIGHT 2002
* Toda reproduccion, integral o parcial hecha sin el consentimiento de
* los autores (o derechohabientes) es ilicita y sancionada por la ley
*
*   DEFINICION DE VARIABLES
*
*   U VELOCIDAD EN LA DIRECCION X
*   V VELOCIDAD EN LA DIRECCION Y
*   EX COEFICIENTE DE DISPERSION LONGITUDINAL
*   EY COEFICIENTE DE DISPERSION TRANSVERSAL
*   DX INCREMENTO ESPACIAL EN X
*   DY INCREMENTO ESPACIAL EN Y
*   DT INCREMENTO DE TIEMPO
*   ITER DEFINE EL NUMERO DE CICLO EN EL TIEMPO
*   ITMAX INTERVALOS DE TIEMPO TOTALES
*
*   DBO DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO
*   OD OXIGENO DISUELTO
*   K1 Y K2 PARAMETROS DE CONSUMO DE OXIGENO
*   K3 COEFICIENTE DE RESUSPENSION
*   CS CONCENTRACION DE SATURACION DE OXIGENO DISUELTO
*   NO NITROGENO ORGANICO
*   PO FOSFORO ORGANICO
*
*   NODBO IDENTIFICA A LA OD Y DBO
*   SINODBO 0 NO SE CALCULA
*   SINODBO 1 SI SE CALCULA
*   NNORG IDENTIFICA EL CALCULO DEL NITROGENO ORGANICO
*   SINNORG 0 NO SE CALCULA
*   SINNORG 1 SI SE CALCULA
*   NFORG IDENTIFICA EL CALCULO DEL FOSFORO ORGANICO
*   SINFORG 0 NO SE CALCULA
*   SINFORG 1 SI SE CALCULA
*   NCFEC IDENTIFICA EL CALCULO DE LOS COLIFORMES FECALES
*   SINCFEC 0 NO SE CALCULA
*   SINCFEC 1 SI SE CALCULA
*
.....

```

Figura 4.12. Presentación del código del modulo MODCA 2.

#### 4.3.5.1 Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)

Uno de las mediciones mas usadas para la estimación de la contaminación potencial de una cantidad dada de residuos orgánicos se llama la *demanda bioquímica de oxígeno*, o DBO. La DBO es una medida de la cantidad de oxígeno requerido por las bacterias para oxidar los residuos aeróbicamente a dióxido de carbono y nitrógeno.

Si se introdujera una cantidad de materia orgánica dentro del agua y se monitorea su descomposición, se observaría que la cantidad de materia orgánica remanente decrecería exponencialmente con el tiempo. La cantidad de DBO que permanece después de algún periodo de tiempo es proporcional a la materia orgánica remanente.

La primera fase de la reacción de la DBO envuelve la oxidación de la materia orgánica carbonácea; reacción que es aproximada por una reacción de primer orden. La tasa a la cual el oxígeno es consumido, es proporcional a la concentración de materia orgánica degradable biológicamente.

La siguiente es la ecuación de transporte de DBO utilizada en el modulo de calidad del agua del programa ANAITE.

$$\frac{\partial L}{\partial t} = -U \frac{\partial L}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial L}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial L}{\partial y} \right) - (k_d + k_3)L \quad (4.27)$$

donde  $L$  = demanda bioquímica de oxígeno (DBO), ( $ML^{-3}$ )

$k_d$  = tasa de decaimiento de la DBO,

$k_3$  = coeficiente de remoción de la DBO por sedimentación, definido por

$$k_3 = \frac{v_s}{H} \quad (4.28)$$

$v_s$  = velocidad de sedimentación de la DBO ( $LT^{-1}$ ) y  $H$  = profundidad del agua (L).

El coeficiente  $k_d$  depende de el estado y del grado de tratamiento de la descarga. En la tabla 4.1 valores típicos de la tasa de decaimiento de la DBO medida en un experimento de laboratorio varían de 0.05 a 0.5  $d^{-1}$ , con una media geométrica de 0.15  $d^{-1}$ . Un agua residual domestica típica puede tener los siguientes valores: agua residual cruda 0.35  $d^{-1}$ , agua



residual sedimentada  $0.40 \text{ d}^{-1}$ , y un efluente tratado  $0.25 \text{ d}^{-1}$ . Las aguas residuales industriales presentan gran variación de  $k_d$ .

**Tabla 4.6.** Valores típicos de la tasa de descomposición de la DBO para varios niveles de tratamiento.  $\text{DBO}_u$  es la DBO última.

Tratamiento	$K_d$ (20 °C)	$\text{DBO}_s/\text{DBO}_u$
Sin tratamiento	0.35 (0.20 – 0.50)	0.83
Primario	0.20 (0.10 – 0.30)	0.63
Lodos activados	0.075 (0.05 – 0.10)	0.31

Fuente: Chapra (1997).

Los efectos de la sedimentación relaciona al hecho de que para aguas residuales con una fracción de orgánicos sólidos, la tasa de remoción total en corrientes es una combinación de sedimentación y descomposición, (ec. 4.28). Usando algunas velocidades de sedimentación típicas, se puede ver (figura 4.13) que el efecto de la sedimentación puede ser en particular significativo para agua residual cruda en corrientes superficiales (esto es,  $< 1$ ).

Teniendo en cuenta que las bacterias adheridas al fondo generalmente son descomponedores más efectivos que las bacterias flotantes libres, la descomposición de fondo puede ser parametrizada como un flujo de transferencia de masa de DBO. Así, en un camino similar a la sedimentación, la descomposición de fondo llega a ser más pronunciada en sistemas poco profundos porque el efecto llega a ser mas significativo relativo a la descomposición volumétrica en el agua.

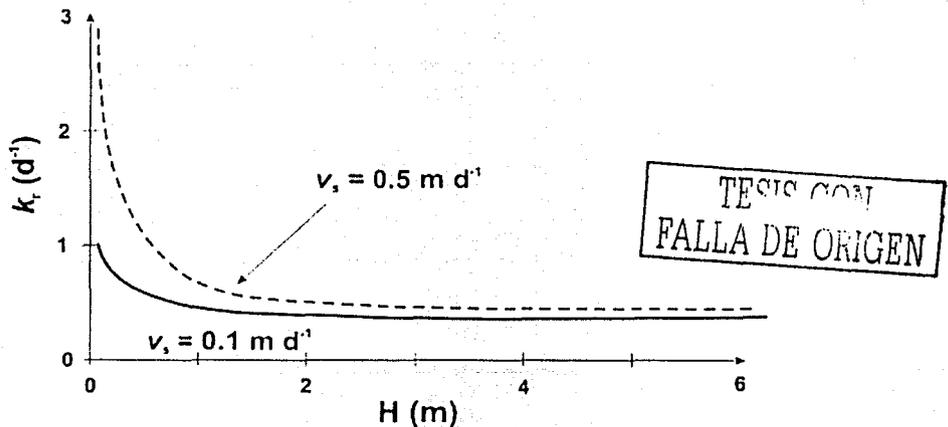


Figura 4.13. Gráfica de remoción total versus profundidad de la corriente.

Esta tendencia, ha sido ajustada por las siguientes ecuaciones (Hydroscience 1971 en Chapra 1997):

$$k_d = 0.3 \left( \frac{H}{8} \right)^{-0.434} \quad 0 \leq H \leq 8 \text{ ft} \quad (4.29)$$

$$k_d = 0.3 \quad H > 8 \text{ ft}$$

Así, aproximadamente a 2.4 m (8 ft) la tasa decrece con la profundidad. Arriba de los 2.4 m la tasa se aproxima a un valor constante.

Wright y McDonnell (1979) (en Thomann 1987) da una revisión de 23 ríos y una prueba de laboratorio que resultó en 45 coeficientes estimados de datos de campo (incluyendo los primeros datos de Hydroscience) obtuvieron un rango de  $k_d$  de 0.08 a 4.24  $\text{d}^{-1}$ , para flujos de 4.6 a 8760  $\text{ft}^3$ , perímetros mojados de 11.8 a 686 ft, y profundidades de 0.9 a 32 ft. Ellos sugirieron la siguiente relación (a 20 °C) la cual encaja apropiadamente a los datos observados:

$$k_d = 10.3 Q^{-0.49} \quad (4.30)$$

La tasa de decaimiento de la DBO,  $k_d$ , es una función de la temperatura. El efecto de la temperatura puede ser aproximado por la ec. (3.68) de la sección 3.3.2.4, el valor de  $\theta$  para la descomposición de la DBO puede tomarse la tabla 3.2.

#### 4.3.5.2 Decaimiento del Oxígeno Disuelto (OD)

En el estudio de la calidad del agua, uno de los parámetros de mayor importancia es el oxígeno disuelto, que representa la calidad global del agua.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

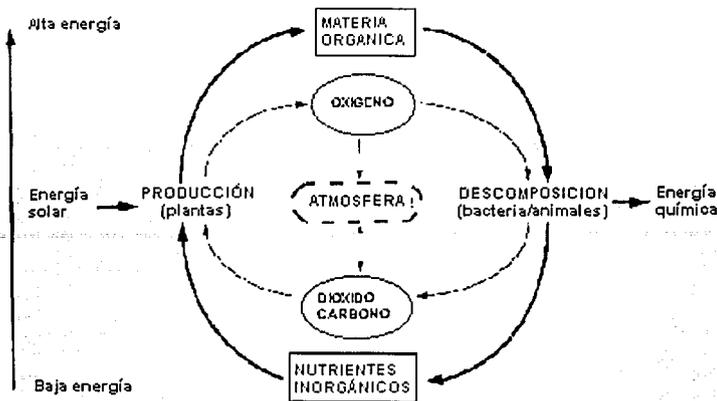
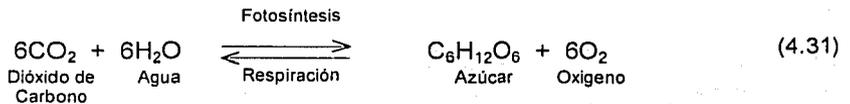


Figura 4.14. Ciclo natural de producción y descomposición orgánica.

Como se describe en la figura 4.14, la biosfera puede ser vista como un ciclo de vida y muerte. En la **fotosíntesis**, la energía solar es almacenada como energía química en las moléculas orgánicas. Además, el oxígeno es liberado y el dióxido de carbono es consumido. La materia orgánica sirve como una fuente de energía para organismos heterotróficos (bacterias y animales) en el proceso inverso de **respiración** y **descomposición**. El ciclo puede ser representado en términos químicos por la siguiente expresión simple:



De acuerdo a esta reacción reversible, el dióxido de carbono y el agua son usados para sintetizar la materia orgánica (el azúcar glucosa) y para crear oxígeno en la reacción hacia delante de la fotosíntesis. Recíprocamente, la materia orgánica es descompuesta y el oxígeno es consumido en las reacciones de descomposición y respiración inversa.

La figura 4.15, conocida como *curva de caída de oxígeno*, describe el enlace entre el ciclo de la vida / muerte con el medio ambiente en una corriente bajo una descarga de agua. Si la corriente está originalmente limpia, los niveles de oxígeno disuelto arriba de la descarga estarán cerca de la saturación. La introducción del agua residual no tratada elevará los

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

niveles de ambos, el oxígeno disuelto y la materia orgánica. Esto provoca que la materia orgánica sirva de alimento para los organismos heterotróficos y la descomposición sea dominante.

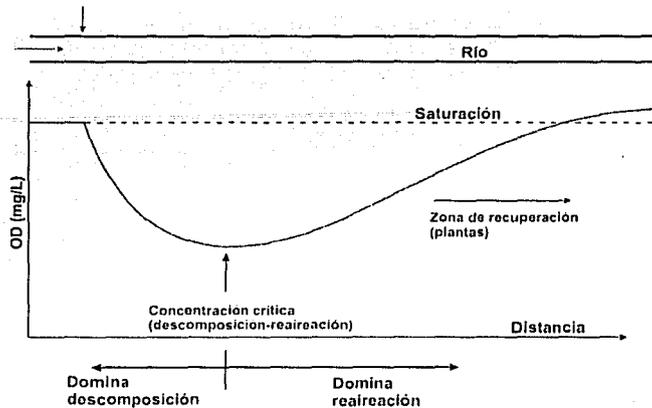


Figura 4.15. Decaimiento del OD que ocurre después de una descarga en un río.

Como los niveles de oxígeno descienden, el oxígeno atmosférico entra al agua a compensar por el déficit de oxígeno. Al principio, el consumo de oxígeno en el agua y en los sedimentos disminuyen esta **reaireación**. Sin embargo, como la materia orgánica es asimilada y los niveles de oxígeno descienden, llegará a un punto en el cual el decaimiento y la reaireación estarán en balance. En este punto, el más bajo o nivel "crítico" de oxígeno será alcanzado. Más allá de este punto la reaireación domina y los niveles de oxígeno comienzan a subir. En esta zona de recuperación, el agua se vuelve clara porque mucha de la materia sólida de la descarga ha sedimentado. Esta secuencia se conoce como la capacidad de auto-purificación natural del agua. La curva de caída de oxígeno en estas condiciones, es representada por la ecuación de Streeter-Phelps.

Hay casos en los que es posible que la magnitud de la descarga de materia orgánica sea tan grande que la corriente de agua sea desprovista de oxígeno. Para tales casos se debe hacer una corrección al modelo que provea una condición de frontera que calcule el resto de la concentración, Gundelach y Castillo (1970)

Para la modelación del oxígeno disuelto, la ecuación de transporte utilizada para el módulo de calidad del agua es la siguiente:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -U \frac{\partial C}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial C}{\partial y} \right) - k_1 L + k_2 (C_s - C)L \quad (4.32)$$

donde C = concentración de oxígeno disuelto, (ML<sup>-3</sup>)

$$k_2 = 3.93 \frac{U^{0.5}}{H^{1.5}} \quad (4.33)$$

C<sub>s</sub> = concentración de saturación del OD, (ML<sup>-3</sup>)

k<sub>2</sub> = coeficiente de reaireación, (T<sup>-1</sup>). Modelo de O'Connors & Dobbins (1956)

U = Velocidad media, (LT<sup>-1</sup>).

La concentración de saturación del oxígeno disuelto en aguas naturales es del orden de 10 mg/L. Pero, diversos factores ambientales pueden afectar este valor. Desde la perspectiva de modelación de calidad del agua, los más importantes son:

- Temperatura
- Salinidad
- Variaciones de la presión parcial debido a la elevación.

Se han desarrollado varias ecuaciones empíricas para predecir como estos factores influyen la concentración de saturación. La siguiente ecuación es usada para establecer la dependencia que tiene la saturación del oxígeno de la temperatura y la salinidad. Esta ecuación es usada en el modulo de calidad del agua propuesto en este trabajo.

$$\ln C_s = -139.34411 + \left( \frac{1.575701 \times 10^5}{T_a} \right) - \left( \frac{6.642308 \times 10^7}{T_a^2} \right) + \left( \frac{1.2438 \times 10^{10}}{T_a^3} \right) - \left( \frac{8.621949 \times 10^{11}}{T_a^4} \right) - S \cdot \left( 1.7674 \times 10^{-2} - \frac{1.0754 \times 10^1}{T_a} + \frac{2.1407 \times 10^3}{T_a^2} \right) \quad (4.34)$$

donde T<sub>a</sub> = temperatura absoluta, (K)

S = concentración de salinidad, (g/L)

Como se describe en la figura 4.16, la concentración en aguas naturales varía de aproximadamente 14.6 mg/L a 0 °C hasta 7.6 mg/L a 30 °C.

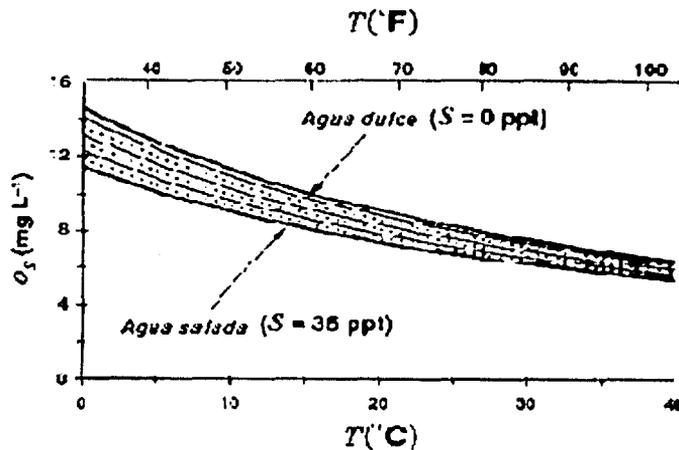


Figura 4.16. Relación de saturación de oxígeno en agua para temperatura y salinidad.

#### 4.3.5.3 Coliformes

Debido a la dificultad que representa la medición directa de organismos patógenos, el manejo y modelación de la calidad del agua se ha enfocado a la medición de los niveles de organismos indicadores. Los coliformes son utilizados como un indicativo de la presencia de patógenos en aguas naturales. Los dos principales tipos de organismos indicadores son los siguientes:

- *Coliformes totales (CT)*. Es un gran grupo de bacterias anaerobias, gram-negativas, no formadoras de esporas y de forma de barra que fermentan la lactosa formando gas en 48 horas a 35 °C. Existen en suelos contaminados y no contaminados y se dan en el excremento de animales de sangre caliente. La *Escherichia coli* (o *E. coli*) y *Aerobacter aerogenes* son miembros comunes del grupo que se da en organismos y suelo respectivamente.
- *Coliformes fecales (FC)*. Es un subconjunto de los coliformes totales que viene de los intestinos de animales de sangre caliente. Así, debido a que estos no incluyen

organismos del suelo, son preferibles que los CT. Como una regla general de manejo, los CF son aproximadamente un 20% de los CT.

Por la misma razón expresada anteriormente, en este trabajo se llevará a cabo la modelación de los coliformes fecales, asumiendo que su crecimiento y/o decaimiento en el medio se produce tal como lo expresa la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial CF}{\partial t} = -U \frac{\partial CF}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial CF}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial CF}{\partial y} \right) + \mu_m \frac{CF \cdot Sust}{K_s + Sust} - k_d CF \quad (4.35)$$

donde el mecanismo de creación/destrucción es propuesto por Metcalf y Eddy (1996), para el cual

$$\mu_m = Y \cdot K_m \quad (4.36)$$

$$K_s = \mu_m / 2$$

$$k_d = 0.108 \cdot (1.19)^{T-20} \quad (\text{Bowie et al. 1985}) \quad (4.37)$$

donde,

CF = concentración de coliformes fecales, (NMP/100 ml)

$\mu_m$  = máxima tasa de crecimiento específico, ( $T^{-1}$ )

Sust = concentración de sustrato, ( $ML^{-3}$ )

Y = coeficiente de producción máxima

$K_s$  = concentración de sustrato a la mitad de  $\mu_m$ , ( $ML^{-3}$ )

$K_m$  = tasa máxima de utilización de sustrato, ( $T^{-1}$ )

$k_d$  = coeficiente de descomposición endógena, ( $T^{-1}$ ).

Sobre una descarga a un cuerpo de agua, las condiciones ambientales determinan la magnitud a la cual el crecimiento o muerte de las bacterias ocurre. Estos factores pueden ser clasificados en tres categorías: físicos, físico-químicos, y bioquímicos-biológicos y se encuentran detallados en la tabla 4.7.

RECIBIDO CON  
 FALLA DE ORIGEN

Tabla 4.7. Factores que afectan la población de coliformes en aguas naturales.

Factores		
Físicos	Físico-Químicos	Bioquímicos-Biológicos
Foto-oxidación	Efectos osmóticos	Nivel de nutrientes
Adsorción	pH	Presencia de sustancias orgánicas
Floculación	Toxicidad química	Depredadores
Coagulación	Potencial redox	Algas
Sedimentación		Presencia de materia fecal
Temperatura		Bacteriófagos (virus)
Salinidad		

Fuente: Bowie et al (1985)

4.3.5.4 Nitrógeno

El ciclo general del nitrógeno (N) en un ecosistema acuático es mostrado en la figura 4.17. El ciclo es muy complejo, y muchos de los procesos de transferencia son importantes no solamente para la productividad acuática sino también para la calidad ambiental en general y la salud humana. Estos procesos involucran la transferencia del N desde el nitrógeno atmosférico (N<sub>2</sub>) a través de fijación microbiana y su regreso a la atmósfera vía N<sub>2</sub>O y N<sub>2</sub> a través de la desnitrificación.

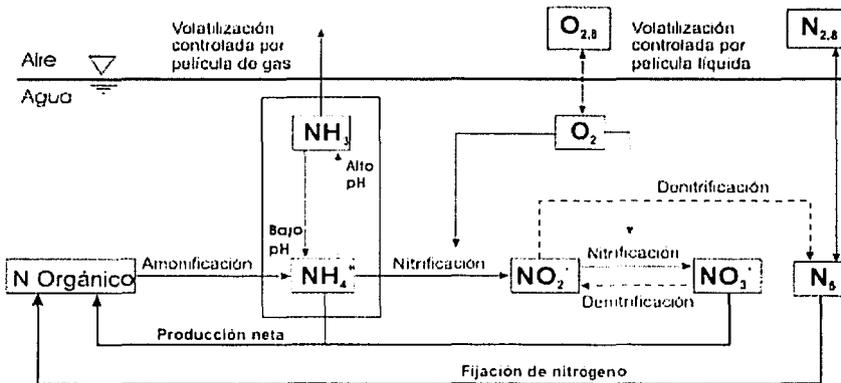


Figura 4.17. Ciclo del Nitrógeno en aguas naturales.

Como puede ser visto, el ciclo afecta los niveles de oxígeno del agua. Además, ocurren diversos problemas de calidad de agua que pueden ser agrupados en dos categorías. En el primer grupo están la nitrificación / desnitrificación y la eutrofización. Para estos problemas el nitrógeno sirve como la causa del problema mas que como un problema en si mismo. En el segundo grupo están la contaminación con nitrato y la toxicidad del amoniaco. En esos



casos, las especies de nitrógeno son los contaminantes inmediatos. Aunque se puede dividir el problema en esa forma, todos los problemas están interconectados.

- *Nitrificación / desnitrificación.* Como se describe en la figura 4.17, el amoníaco debido a la carga directa y a la descomposición del nitrógeno orgánico es oxidado en un proceso de dos pasos para formar nitrito ( $\text{NO}_2^-$ ) y nitrato ( $\text{NO}_3^-$ ). El proceso consume oxígeno y así, puede agotar severamente los niveles de oxígeno del cuerpo de agua. Si las condiciones se vuelven anaerobias el nitrato puede ser reducido a nitrito y el nitrito convertido a nitrógeno libre por desnitrificación. Debido a que el nitrógeno libre está en forma gaseosa, este mecanismo puede resultar en la pérdida de nitrógeno a la atmósfera. Además, el nitrógeno libre puede ser utilizado por ciertas algas y bacterias fijadoras de nitrógeno. Los organismos que comúnmente ejecutan las transformaciones de la nitrificación son las *Nitrosomonas* y *Nitrobacter*, en donde las primeras convierten el amonio en nitrito y las segundas el nitrito a nitrato. Las reacciones llevadas a cabo en la nitrificación son las siguientes:



- *Eutrofización.* Aparte de esas otras características, el nitrógeno sirve como un nutriente esencial para el crecimiento de plantas. Así, actúa como un fertilizante que puede sobre-estimular el crecimiento de las plantas en el proceso llamado eutrofización. Este crecimiento excesivo puede impactar directamente la calidad del agua (e.g. desechos desagradables, obstrucción del curso de agua, etc) o indirectamente por provocación de otros problemas (e.g. oxígeno, toxicidad del amoníaco, etc.).

- *Polución del nitrato.* Como se describe en la figura 4.17, el último resultado del proceso de nitrificación es el nitrato. En concentraciones suficientemente altas, el nitrato en agua para beber puede tener serios problemas y ocasionalmente efectos fatales en niños. El problema puede llegar a ser especialmente crítico en regiones agrícolas donde fuentes no puntuales de nitrato debido a la fertilización, suplementa altos niveles debido a la nitrificación de fuentes puntuales.

- *Toxicidad del amoníaco.* El amoníaco existe en dos formas en aguas naturales: ion amonio ( $\text{NH}_4^+$ ) y gas amoníaco ( $\text{NH}_3$ ). Mientras que el anterior es inocuo a los niveles

encontrados en la mayoría de las aguas naturales, la forma no ionizada es tóxica para peces. La relación de equilibrio entre las dos formas esta gobernada primariamente por el pH. A altos pH (y en menor magnitud a altas temperaturas), el amoniaco existe principalmente en la forma tóxica no ionizada. Por ejemplo, a moderadas temperaturas ( $\approx 20^\circ \text{C}$ ) y niveles de pH arriba de 9, mas del 20% del amoniaco total estará en la forma no ionizada.

En resumen, el problema del nitrógeno es interconectado y multifacético. Primero, el amoniaco puede causar agotamiento de oxigeno vía nitrificación. Si esto ocurre, uno de los subproductos es nitrato, mismo que es un contaminante. Además, dependiendo de la temperatura y el pH, el amoniaco puede manifestarse en si mismo en una forma no ionizada que es tóxica para organismo acuáticos. Finalmente, ambos, amoniaco y nitrato son nutrientes esenciales para la fotosíntesis. De esta manera, pueden estimular un crecimiento excesivo de plantas, el cual constituye un problema de calidad de agua en su propia forma, y provocan algunos de los demás problemas.

En la modelación del Nitrógeno, la ecuación para el transporte y la reacción que se utilizó en el MODCA 2 es la siguiente:

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -U \frac{\partial N}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial N}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial N}{\partial y} \right) - k_{oa} N \quad (4.40)$$

donde el término de reacción es propuesto por Chapra (1997)

$N$  = concentración de nitrógeno orgánico, ( $\text{ML}^{-3}$ )

$k_{oa}$  = tasa para la hidrólisis de  $N$  orgánico a  $N$  amoniacal ( $\text{T}^{-1}$ ), con un rango de valores de  $0.02 - 0.4 \text{ día}^{-1}$ .

#### 4.3.5.5 Fósforo

El fósforo es esencial para la vida. Entre otras funciones, tiene un rol critico en los sistemas genéticos y en el almacenamiento y transferencia de energía celular. Desde una perspectiva de calidad del agua, el fósforo es importante porque está usualmente en corta existencia relativo a los otros **macronutrientes**. Esta escasez es debido a tres factores principales:



- *Fósforo reactivo soluble.* También llamado Ortofosfato o fósforo inorgánico soluble, esta es la forma que esta primordialmente disponible para las plantas. Consiste de las especies  $H_2PO_4^-$ ,  $HPO_4^-$ , y  $PO_4^{3-}$ .
- *Fósforo orgánico particulado.* Esta forma consiste principalmente de plantas vivientes, animales, y bacterias, como también detrito orgánico.
- *Fósforo orgánico no particulado.* Estos son compuestos disueltos o coloidales orgánicos que contienen fósforo. Su principal origen es la descomposición de fósforo orgánico particulado.
- *Fósforo inorgánico particulado.* Esta categoría consiste de minerales fosfato, ortofosfato adsorbido (e.g. sobre arcillas), y complejos de fosfato con materia sólida (e.g. precipitado de carbonato de calcio o hidróxido de hierro).
- *Fósforo inorgánico no particulado.* Este grupo incluye fosfato condensado tal como los encontrados en detergentes.

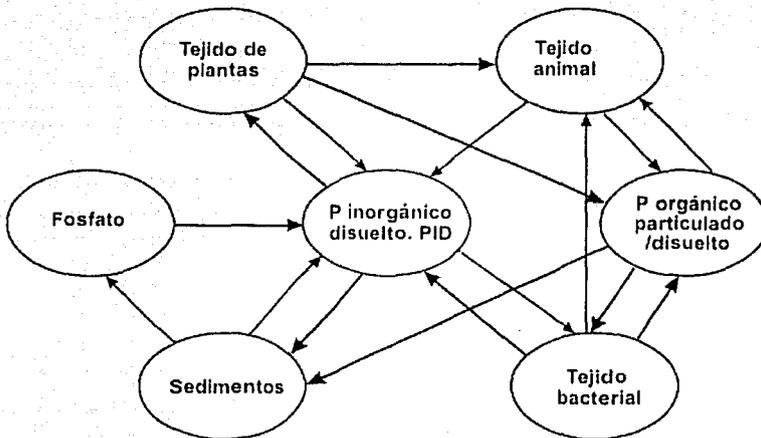


Figura 4.19. Ciclo acuático del fósforo con las transferencias de mayor magnitud enfatizadas (Welch, 1992).

El ciclo del fósforo (Figura 4.19) es modelado en menor detalle que el ciclo del nitrógeno. Solamente se considera la interacción del fósforo, algas y términos sumideros. Así, la

ecuación diferencial que describe la variación de la concentración del fósforo con el tiempo es

$$\frac{\partial P}{\partial t} = -U \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( E_x \frac{\partial P}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( E_y \frac{\partial P}{\partial y} \right) + I_p - (\beta_w - \sigma_p) P \quad (4.41)$$

donde  $P$  = concentración de fósforo orgánico, ( $ML^{-3}$ )

$I_p$  = tasa de suministro de fósforo orgánico, ( $ML^{-3}T^{-1}$ )

$\beta_w$  = tasa de decaimiento del fósforo orgánico ( $T^{-1}$ )

$\sigma_p$  = tasa constante de sedimentación del fósforo orgánico ( $T^{-1}$ ).

Para estas variable, Brown et al (1987) recomienda los siguiente rangos de valores:

$I_p$  = variable

$\beta_w = 0.01 - 0.7 \text{ d}^{-1}$

$\sigma_p = 0.001 - 0.1 \text{ d}^{-1}$

TECNOLOGIA  
FALLA DE ORIGEN

4.3.6 El modulo MODCA 3

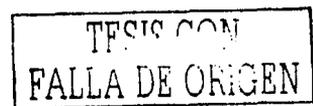
En el modulo MODCA 3 se resuelven sustancias tóxicas, esencialmente metales pesados. Los metales que se resuelven en esta subrutina son el Hierro, Manganeso y Zinc. Inmediatamente se dará una descripción de la metodología utilizada para la evaluación de estos metales y el modelo implementado en el programa. La figura 4.20 presenta el encabezado de la subrutina MODCA 3.

```

.....
C          SUBROUTINE MODCA3
.....
*
* * SE CALCULAN LAS ECUACIONES PARA:
* *           EL HIERRO
* *           EL MANGANESO
* *           EL ZINC
*
* * SE RESUELVE LA ECUACION DE ADVECCION-DIFUSION-REACCION
* *           CON UN METODO DE DIFERENCIAS FINITAS EXPLICITO
.....
* @ COPYRIGHT 2002
* Toda reproducción, integral o parcial, hecha sin el consentimiento de
* los autores (o derechohabientes) es ilícita y sancionada por la ley.
.....
* * DEFINICION DE VARIABLES
* *
* * U: VELOCIDAD EN LA DIRECCION X
* * V: VELOCIDAD EN LA DIRECCION Y
* * EX: COEFICIENTE DE DISPERSION LONGITUDINAL
* * EY: COEFICIENTE DE DISPERSION TRANSVERSAL
* * DX: INCREMENTO ESPACIAL EN X
* * DY: INCREMENTO ESPACIAL EN Y
* * DT: INCREMENTO DE TIEMPO
* * ITER: DEFINE EL NUMERO DE CICLO EN EL TIEMPO
* * ITMAX: INTERVALOS DE TIEMPO TOTALES
* *
* * ZIN: CONCENTRACION DE ZINC
* * FE: CONCENTRACION DE HIERRO
* * MAN: CONCENTRACION DE MANGANESO
* *
* * NFE: IDENTIFICA EL CALCULO DEL HIERRO
* *       SI NFE=0 NO SE CALCULAN
* *       SI NFE=1 SI SE CALCULAN
* * NMAN: IDENTIFICA EL CALCULO DEL MANGANESO
* *       SINMAN=0 NO SE CALCULA
* *       SINMAN=1 SI SE CALCULA
* * NZINC: IDENTIFICA EL CALCULO DEL ZINC
* *       SINZINC=0 NO SE CALCULA
* *       SINZINC=1 SI SE CALCULA
.....
.....

```

Figura 4.20. Presentación del código del modulo MODCA 3.



#### 4.3.6.1 Sustancias tóxicas

Para evaluar el efecto de una sustancia potencialmente tóxica a los usuarios del sistema de abastecimiento de agua o al ecosistema acuático mismo, es necesario estimar la concentración de la sustancia química en varios lugares dentro del cuerpo de agua en estudio a través del tiempo. Un mecanismo para determinar estas concentraciones es por medio de modelos matemáticos del destino de sustancias químicas en un sistema de agua superficial.

Los modelos del destino de sustancias químicas son similares a otros modelos más clásicos de calidad del agua que se han usado tradicionalmente para contaminantes convencionales tales como DBO, y OD. Los mecanismos que deben reconocerse en los modelos de sustancias tóxicas son (Thomann y Salas 1988):

1. Sorción y desorción de la sustancia química hacia y desde las partículas (sólidos inorgánicos y orgánicos),
2. Sedimentación, resuspensión, disposición e incorporación en los sedimentos de fondo del cuerpo de agua,
3. Difusión del tóxico hacia o del agua almacenada en los poros del sedimento,
4. Intercambio atmosférico entre la sustancia química en la atmósfera y la sustancia química en el agua,
5. Pérdida de la sustancia química debido a:
  - a. Biodegradación
  - b. Fotólisis
  - c. Hidrólisis
6. Bioconcentración por los organismos acuáticos,
7. Transferencia de la sustancia química en la cadena alimenticia hacia alimentos acuáticos de nivel trófico superior (e.g. peces).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

La figura 4.21 muestra las características generales de las fases físico-químicas del transporte de una sustancia tóxica en el cuerpo de agua. Como con todos los problemas de calidad del agua, la especificación de las entradas de la sustancia tóxica es esencial. Las entradas incluyen todos las fuentes tales como descargas municipales e industriales, escorrentía urbana y de agricultura, y entrada atmosférica.

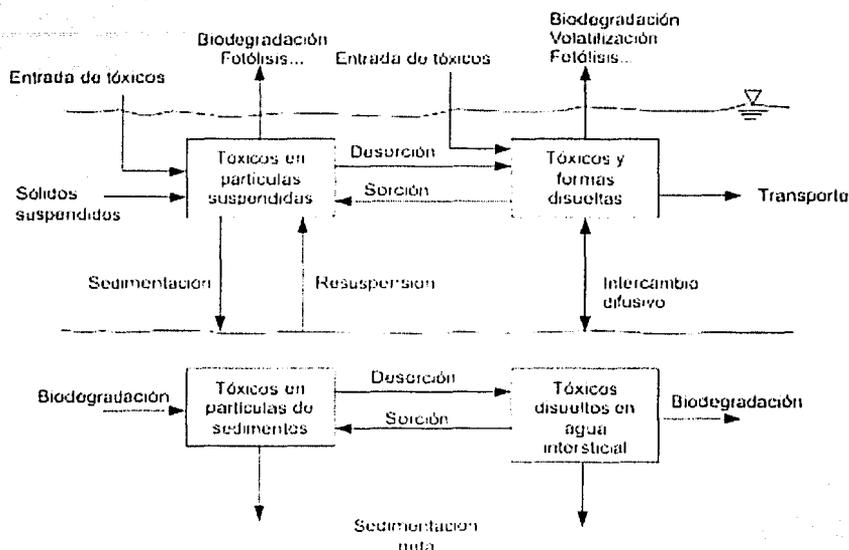


Figura 4.21. Esquema de características principales del destino físico-químico de sustancias tóxicas (Thomann, 1987).

Una de las primeras determinaciones importantes que deben hacerse al estructurar los modelos de destino de sustancias tóxicas es la decisión de cuales de estos mecanismos se deberán incluir en el modelo. Para algunas sustancias químicas la sorción en los sólidos no es significativa y para una primera aproximación puede no ser considerada. Para otras sustancias químicas, las pérdidas indicadas en los puntos 4 y 5, ya descritos anteriormente, pueden ser insignificantes y el destino completo se determina por los mecanismos de sorción o desorción hacia y desde las partículas.

El principio básico del marco del modelo se da por un balance de masa alrededor de cualquier región particular del cuerpo de agua. La distribución de una sustancia química en un sistema fluvial es un problema complejo. Sin embargo, un acercamiento simplificado para describir la distribución de una sustancia química en ríos, se puede obtener a través de la

aplicación de varias suposiciones: a) el río está en estado permanente y b) los sedimentos del lecho no se mueven (pero se pueden resuspender y liberar los compuestos tóxicos). Estas suposiciones indican que el siguiente análisis no es aplicable a los eventos transitorios de deposición, resuspensión y redeposición aguas abajo, todo lo cual está asociado con incrementos rápidos de caudal. Sin embargo, la simplicidad del resultado final y la facilidad resultante de su uso, obliga a considerar un procedimiento simplificado para un primer nivel de asignación de descargas de sustancias tóxicas en ríos.

La figura 4.22(a) muestra el esquema general para un balance de sólidos en un río. Los sólidos de la columna de agua representan el balance entre la sedimentación y la resuspensión. La figura 4.22(b) muestra el caso de una región de sedimentación neta de sólidos y una región de pérdida neta igual a cero. La figura 4.22(c) muestra el caso donde los sólidos se están incrementando aguas abajo, debido a la erosión de los sólidos depositados en el lecho.

Suponiendo que el tramo considerado del río tiene valores constantes de sedimentación, resuspensión y deposición, la ecuaciones de balance de masa para una sedimentación neta o el caso de una sedimentación igual a cero son:

$$0 = -U \frac{dm_1}{dx} - \frac{v_s}{H_1} m_1 + \frac{v_u}{H_1} m_2 \quad (4.42)$$

$$0 = v_s m_1 - v_u m_2 - v_d m_2 \quad (4.43)$$

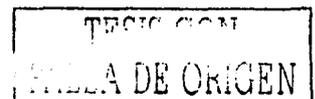
donde  $m_1$  = concentración de sólidos en la columna de agua, (ML<sup>-3</sup>)

$m_2$  = concentración de sólidos en los sedimentos, (ML<sup>-3</sup>)

$v_s$  = Velocidad de sedimentación del metal, (LT<sup>-1</sup>)

$v_d$  = velocidad de deposición del metal, (LT<sup>-1</sup>)

$v_u$  = velocidad de resuspensión del metal, (LT<sup>-1</sup>).



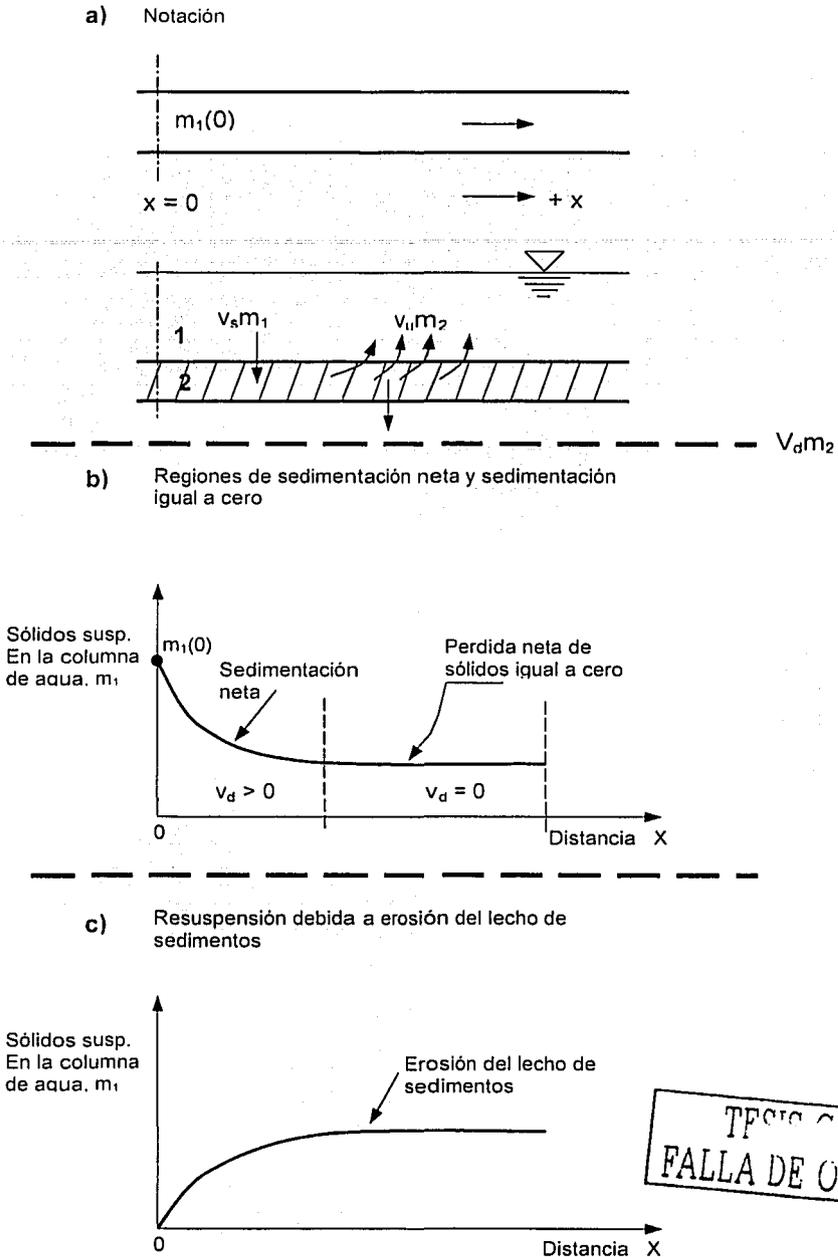


Figura 4.22. Esquema para un balance de sólidos suspendidos en un río (Thomann, 1987).

La ecuación para los sólidos en la columna de agua es

$$U \frac{dm_1}{dx} = - \frac{v_n}{H_1} m_1(x) \quad (4.44)$$

donde  $v_n$  = pérdida neta de sólidos en un tramo del río, ( $LT^{-1}$ )

$$v_n = \frac{v_s v_d}{v_u + v_d} \quad (4.45)$$

La solución para la ecuación (4.44) es

$$m_1 = m_1(0) \exp\left(\frac{v_n}{H_1 U} x\right) \quad (4.46)$$

donde  $m_1(0)$  es la concentración de sólidos en  $x = 0$ , al inicio del tramo. Para ríos pequeños,  $v_n \cong 0$  y los sólidos suspendidos se comportan como una variable conservativa. Para ríos mayores y más profundos, como sucede con el río Magdalena, puede existir una deposición neta de sólidos y  $v_n > 0$ .

El destino de los metales se une indisolublemente junto con el destino de la materia sólida. Así, los mecanismos de transporte tales como adsorción, sedimentación, resuspensión afectan significativamente el destino de los metales.

Asumiendo un sedimento estacionario, coeficientes cinéticos constantes, y sólidos suspendidos espacialmente constantes en el tramo del río, la ecuación diferencial para la tasa de cambio de concentración de la sustancia con respecto a la distancia en la columna de agua,  $c_{T1}$ , está dada por

$$U \frac{dc_{T1}}{dx} = W_T - Qc_{T1} + K_f A (f_{d2} c_{T2} / \phi_2 - f_{d1} c_{T1}) - K_{d1} f_{d1} c_{T1} + k_1 A \left( \frac{c_g}{H_e} - f_{d1} c_{T1} \right) - v_s A f_{p1} c_{T1} + v_u A f_{p2} c_{T2} \quad (4.47)$$

La descripción de cada término en la ec. (4.47) es como sigue. 1 y 2 representan la columna de agua y el sedimento, respectivamente; el primer y segundo término en el lado derecho de la ecuación es la entrada total del tóxico ( $W_T$ ) y la salida del tóxico del tramo de río (a un flujo  $Q$ ). El tercer término es el intercambio difusivo del tóxico disuelto entre el sedimento y la columna de agua (con una tasa de difusión de  $K_f$  ( $LT^{-1}$ ) y un área superficial  $A$ ;  $\phi = 1$ ). El cuarto término es la degradación de la forma disuelta ( $K_d$ ) debido al decaimiento microbiano, fotólisis, hidrólisis y así sucesivamente en la columna de agua (el decaimiento de la forma particulada es asumida cero); el siguiente término es el intercambio aire - agua del tóxico debido a volatilización o entrada de gases (a una tasa de intercambio  $k_i$  ( $LT^{-1}$ ), la concentración de la fase de vapor  $c_g$ , y la constante de Henry  $H_e$ ; el penúltimo término es la sedimentación del tóxico particulado de la columna de agua al sedimento a una velocidad  $v_s$  y el último término es la resuspensión en la columna de agua del tóxico particulado del sedimento a una velocidad  $v_u$ .

Para el sedimento estacionario que está moviéndose debajo de la columna de agua, la ecuación de balance de masas es

$$0 = -K_f A (f_{d2} c_{T2} / \phi_2 - f_{d1} c_{T1}) - (K_{d2} f_{d2}) c_{T2} + v_s A f_{p1} c_{T1} - v_u A f_{p2} c_{T2} - v_d A f_{p2} c_{T2} \quad (4.48)$$

donde,  $f_d$  = fracción del tóxico disuelto

$f_p$  = fracción del tóxico asociado a las partículas.

Después de algunas simplificaciones y asumiendo que no hay concentración de tóxicos aguas arriba, la solución resultante para la distribución de la sustancia en la columna de agua está dada por

$$c_{T1} = \frac{W_T}{Q} \exp \left[ - \left( \frac{v_T}{H_1} \right) \left( \frac{x}{U} \right) \right] \quad (4.49)$$

y la concentración del tóxico en el sedimento está dada por

$$c_{T2} = \delta \left[ \frac{m_2}{m_1} \frac{f_{p1}}{f_{p2}} \right] c_{T1} \quad (4.50)$$

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

donde,  $c_{T1}$  = concentración del tóxico en la columna de agua, ( $ML^{-3}$ )

$W_T$  = carga de tóxico por unidad de área superficial, ( $M T^{-1}L^{-2}$ )

$Q$  = caudal por unidad de área superficial, ( $L^3 T^{-1}L^{-2}$ )

$v_T$  = tasa de remoción global de metal, ( $LT^{-1}$ ).

$v_T$  está compuesta de dos componentes: la pérdida de la fracción disuelta debido todos los procesos de decaimiento e intercambio (e.g. volatilización, biodegradación) y la pérdida debido a la interacción con el sedimento, esta última pérdida depende de la pérdida neta de sólidos,  $v_n$ .

$$v_T = v_{Td} + v_{Ts} \quad (4.51)$$

donde,

$v_{Td}$  = pérdida del metal disuelto

$$v_{Td} = (K_{d1}H_1 + k_1)f_{d1} \quad (4.52)$$

y

$v_{Ts}$  = pérdida debido a la interacción con el sedimento

$$v_{Ts} = v_n \eta' \left[ 1 + \frac{m_2 (K_{d2} f_{d2} H_2)}{m_1 v_n} \right], \quad \text{para } K_{d2} > 0 \quad (4.53)$$

donde,

$$\eta' = \frac{v_s f_{p1} + K_f f_{d1}}{v_s + f_{d2} (m_2 / m_1) (K_f + K_{d2} H_2)} \quad (4.54)$$

De un balance de masas básico, cuando  $K_{d2} = 0$ ,  $v_{Ts} = v_n \eta'$  y así, si  $v_n = 0$ ,  $v_{Ts} = 0$ . También puede demostrarse que

$$\frac{r_2}{r_1} = \delta = \frac{(v_u + v_d) f_{p2} + K_f (\eta_2 / \eta_1) f_{d2} / \phi_2}{(v_u + v_d) f_{p2} + K_f f_{d2} / \phi_2 + K_{d2} f_{d2} H_2} \quad (4.55)$$

La simplificación realizada para los metales pesados asume que carecen de mecanismo de decaimiento y no volatilizan. Esta es la principal diferencia que existe entre los modelos de metales y los de compuestos orgánicos.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Se identifican tres niveles de complejidad sobre la interacción con el sedimento, cada uno con menos suposiciones restrictivas sucesivamente (Thomann y Mueller, 1987).

1. El análisis en el nivel 1 asume que:
  - a. El coeficiente de partición en el sedimento es igual al de la columna de agua, esto es,  $\eta_1 = \eta_2$ .
  - b. El decaimiento del metal en el sedimento es cero,  $K_{d2} = 0$ .
2. El análisis del nivel 2 descarta la suposición de que  $\eta_1 = \eta_2$ , pero continua asumiendo que el no hay decaimiento en el sedimento,  $K_{d2} = 0$ .
3. Para el análisis en el nivel 3, no se hacen suposiciones acerca de  $\eta_1$ ,  $\eta_2$ , y  $K_{d2}$ .

El análisis del nivel 1 para rápidas evaluaciones, ya que las dos suposiciones resultan en una estructura del modelo particularmente simple. El análisis para el nivel 2 aplica para metales pesados, radionuclidos, o tóxicos recalcitrantes donde, para una primera aproximación, puede asumirse que el decaimiento en el sedimento es aproximadamente cero. El análisis del nivel 3 es el más complejo y requiere información acerca de, o la estimación de, cada uno de los parámetros de  $v_T$ . En la figura 4.23 se aprecian los parámetros que deben ser especificados en cada nivel de análisis.

<b>Nivel 1</b> $(\eta_1 = \eta_2)$ $(K_{d2} = 0)$	<b>Nivel 2</b> $(\eta_1 \neq \eta_2)$ $(K_{d2} = 0)$	<b>Nivel 3</b> $(\eta_1 \neq \eta_2)$ $(K_{d2} \neq 0)$
Coeficientes de partición iguales Decaimiento en el sedimento cero	Coeficientes de partición diferentes Decaimiento en el sedimento cero	Coeficientes de partición diferentes Decaimiento en sedimento no cero
$v_n$ $\eta_1$ $m_1$	$v_n$ $\eta_1$ $m_1$	$v_n$ $\eta_1$ $m_1$
	$\eta_2$ $m_2$ $v_s$ $K_r$	$\eta_1$ $m_2$ $v_s$ $K_r$
		$H_2$ $K_{d2}$

Figura 4.23. Parámetros requeridos para calcular la tasa de perdida del tóxico con interacción del sedimento,  $v_T$ , para tres niveles de suposiciones. (Thomann y Salas, 1986).

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Aplicando el nivel 1 del análisis del problema (Thomann 1987), que es la aproximación más simple, en la cual se hacen las hipótesis simplificadoras de que el coeficiente de partición de metal en el agua es igual al coeficiente de partición de ese metal en el sedimento de fondo y de que no hay una pérdida del metal en el sedimento, se puede demostrar que

$$v_T = v_n f_{p1} \frac{r_2}{r_1} \quad (4.56)$$

Este análisis aplica para ríos donde los sólidos no están sufriendo una resuspensión neta en la columna de agua. La ec. (4.56) también asume que el cambio en la fracción particulada en la columna de agua,  $f_{p1}$ , no es significativo sobre el tramo del río aunque la concentración de sólidos puede cambiar de un final a otro debido a la deposición neta para el lecho de sedimento.

Bajo estas condiciones (cero decaimiento en el sedimento y sólidos constantes en la columna de agua del tramo), puede demostrarse de la ecuación (4.55) que  $r_2/r_1$ , en la ec. (4.56), está dado por

$$\frac{r_2}{r_1} = \frac{m}{mv_s + K_f / \eta_2} \left( v_s + \frac{K_f}{\eta_1 m} \right) \quad (4.57)$$

El segundo término en los paréntesis está dado por

$$\frac{K_f}{\eta_1 m} = K_f \left( \frac{1}{f_{p1}} - 1 \right) \quad (4.58)$$

y de aquí

$$f_{p1} = \frac{\eta_1 m}{1 + \eta_1 m} \quad (4.59)$$

En ese nivel de aproximación, la concentración de metal en la fase sólida de la columna de agua y en los sedimentos del fondo del reservorio son iguales ( $r_1 = r_2$ ). Este tipo de modelo fue utilizado para evaluar las concentraciones de Hierro, Zinc, y Manganeso en la columna de agua.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## CAPITULO 5

# VALIDACIÓN Y EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL MODELO ANAITE

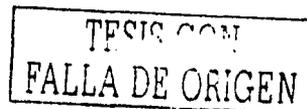
### **5.1 Introducción**

En este capítulo se presentan algunos ejemplos de aplicación y de validación del programa ANAITE previos a su aplicación al río Magdalena, con el objetivo primordial de verificar la escritura y el correcto funcionamiento de los diferentes módulos del programa. En primer lugar se presenta la verificación del módulo hidrodinámico unidimensional en el plano X-Z con el modelo HEC-RAS, seguido por la validación del módulo hidrodinámico bidimensional en el plano X-Y verificado con el programa DISPER (IMTA)<sup>1</sup>; la verificación del módulo de calidad del agua se realiza comparándolo con resultados del programa QUAL2E. Para verificar el ajuste de los datos obtenidos con el programa ANAITE, se utilizó el método de correlación lineal. Después de la calibración de cada módulo, se presentan algunos ejemplos con varios escenarios de descarga en un dominio idealizado con dimensiones aproximadas a las del río Magdalena.

### **5.2 Validación del módulo hidrodinámico**

La validación del módulo hidrodinámico unidimensional se llevó a cabo comparando los resultados obtenidos con el ANAITE y con los obtenidos de una simulación realizada con el software HEC-RAS (River Analysis system) de la U.S. Army Corps of Engineers.

<sup>1</sup> Desarrollado en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA)



La simulación fue realizada para un gasto de 3000 m<sup>3</sup>/s, y una elevación conocida en la última sección aguas debajo de 8.0 metros, los coeficientes de rugosidad varían en cada tramo. La comparación se efectuó entre las velocidades y elevaciones de la superficie del agua obtenida con ambos modelos.

En esta comparación, se puso mayor énfasis en los resultados de las velocidades, ya que éste parámetro es el que define el transporte de los contaminantes a lo largo del río y es la base para el desarrollo y funcionamiento apropiado del modulo hidrodinámico bidimensional, así como de los módulos de calidad del agua. Con respecto al perfil de la superficie del agua, no se exigió tanta exactitud entre los resultados de ambos modelos, teniendo en cuenta que éste parámetro no es fundamental para el modulo hidrodinámico bidimensional, ni para los módulos de calidad del agua, no obstante, es preferible que los resultados sean acordes.

Referente a las velocidades obtenidas, los resultados son significativamente aceptables y presentan un comportamiento muy similar del perfil de velocidades para el ANAITE y el HEC-RAS (Ver figura 5.1), con una correlación  $R^2 = 0.9925$ . En el anexo B se presenta los datos y el análisis de correlación lineal realizado para comparar los resultados arrojados por ambos modelos.

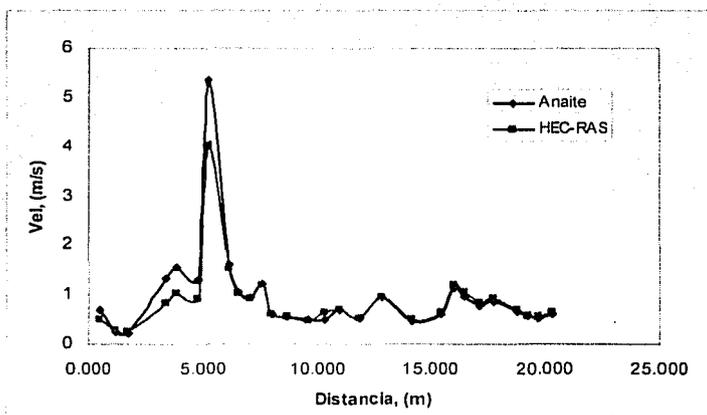


Figura 5.1. Perfil de velocidades para el ANAITE y HEC-RAS.

En cuanto al perfil de elevación de la superficie del agua, se presenta una pequeña diferencia entre los resultados de los dos modelos, aunque el comportamiento para ambos presenta la misma tendencia. Figura 5.2.

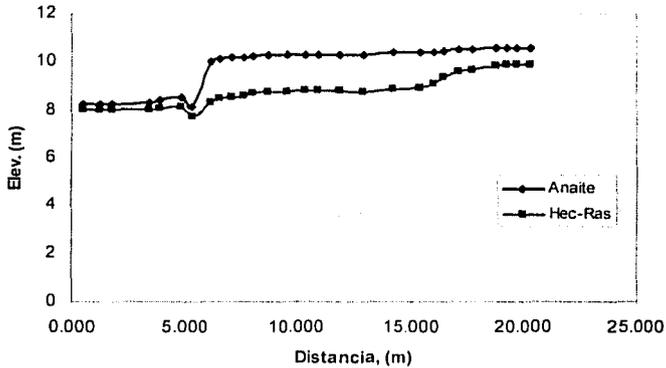


Figura 5.2. Perfil de elevación de la superficie del agua.

### 5.3 Validación del modulo de transporte de escalares

En esta parte se realizará la validación de la ecuación de transporte de escalares sin reacción (e.g. trazadores), la cual se llevó a cabo con el desarrollo de algunos ejemplos de aplicación.

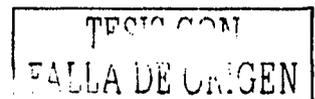
#### Ejemplo 1.

Un río sufre la descarga de un contaminante con la siguiente política de descarga:

t (s)	C <sub>0</sub> (g/L)
0	0.0
30	0.3
60	0.5
90	1.0
120	0.5
150	0.3
180	0.0

Siendo la velocidad del flujo 1.8 m/s y el coeficiente de dispersión 150 m<sup>2</sup>/s, calcular la dispersión del contaminante a los 200 m y 400 m ocurrida la descarga. La longitud del cause es de 4000 m y el tiempo de simulación exigido es de 1200 s.

**Solución:**



La revisión de los criterios de estabilidad dados anteriormente (sección 4.3.3.1) se establecen como óptimos a un  $\Delta t = 30$  s y un  $\Delta x = 100$  m, con lo cual se tiene que

$$C_r = \frac{U\Delta t}{\Delta x} = 0.54; \quad \lambda = \frac{\Delta t E_x}{\Delta x^2} = 0.45; \quad P_e = \frac{U\Delta x}{E_x} = 1.2$$

que satisfacen los requerimientos de estabilidad.

Los resultados obtenidos para este problema se presentan en la figura (5.3), en donde aparece también la solución obtenida con el programa DISPER<sup>1</sup> para los 200 y 400 m con líneas punteadas; con líneas continuas se muestran los resultados obtenidos con el ANAITE; la descarga del contaminante inyectada en el río se ilustra con rojo. Los resultados muestran una concordancia aceptable entre ambos modelos. Los puntos de máxima concentración coinciden aproximadamente al 99%, en tiempo e intensidad.

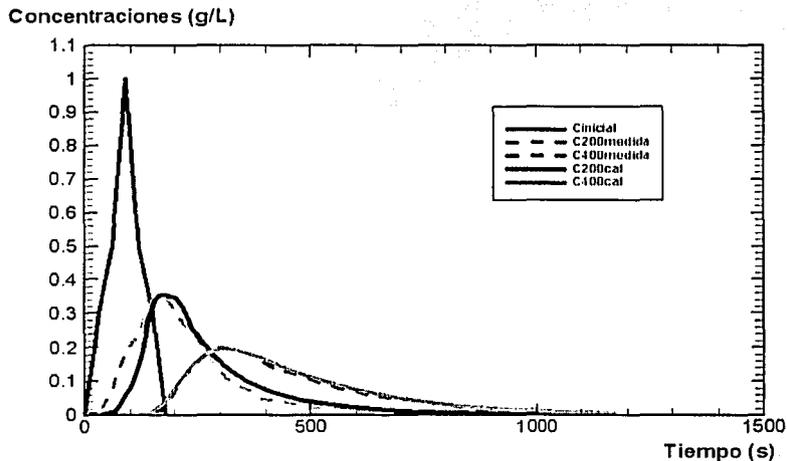


Figura 5.3. Comparación de los resultados con el modelo DISPER y con el programa ANAITE.

## Ejemplo 2.

En este ejemplo se reproduce un problema planteado en Martín and McCutcheon (1999) – ejemplo 3.2 – en donde se tienen mediciones en un río localizadas a 2400 m y 4100 m de un

<sup>1</sup> Este ejemplo se utiliza en Martínez y León (1990) para validar el paquete gráfico DISPER, para el estudio de la dispersión de contaminantes en ríos.

cierto punto de emisión, las mediciones e muestran en la tabla siguiente. La velocidad del río es constante e igual a 0.586 m.

Tiempo (s)	Concentración a 2400 m (µg/L)	Concentración a 4100 m (µg/L)
0.00	0.00	0.00
600	0.00	0.00
1200	0.00	0.00
1800	0.02	0.00
2400	3.92	0.00
3000	39.50	0.00
3600	97.30	0.01
4200	1070	0.41
4800	71.90	5.11
5400	34.16	24.10
6000	13.20	57.10
6600	4.24	82.00
7200	1.20	80.90
7800	0.31	59.80
8400	0.01	35.30
9000	0.00	17.40
9600	0.00	7.40
10200	0.00	2.79
10800	0.00	0.95
11400	0.00	0.30
12000	0.00	0.09
12600	0.00	0.02
13200	0.00	0.01

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

**Solución:**

En este caso se procedió a resolver la ecuación genérica (4.21), para lo cual se eligieron los siguientes parámetros por conveniencia dadas las características del problema:  $\Delta x = 400$  m y  $\Delta t = 600$  s. Con estos datos se procedió a satisfacer los requerimientos de estabilidad, dados por las ecuaciones (4.26) con lo cual se procedió a la verificación.

El valor del número de Courant resulta

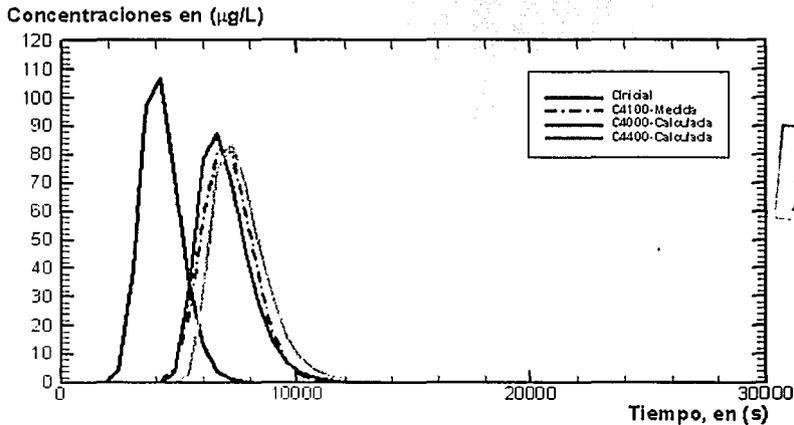
$$C_r = \frac{U\Delta t}{\Delta x} = 0.88$$

En el caso del número difusivo y del número de Peclet, al estar involucrado el coeficiente de dispersión en ambos, se propone un valor en uno de los números y se revisa el valor del otro; en este caso el valor del coeficiente  $E_x = 130$ , satisface ambos números:

$$P_e = \frac{U\Delta x}{E_x} = 0.525$$

$$\lambda = \frac{\Delta t E_x}{\Delta x^2} = 0.485$$

Los resultados obtenidos para este problema se presentan en la figura (5.4), en donde al utilizar un incremento en  $x$  de 400 m, no se ajusta totalmente a la curva medida en la sección 4100, por ello se muestran dos curvas obtenidas por el programa ANAITE, una a los 4000 m y otra a los 4400 m. Los resultados obtenidos muestran buena concordancia con los resultados medidos en la sección 4100.



**Figura 5.4.** Comparación de las concentraciones medidas con las calculadas con el programa ANAITE en su versión unidimensional.

### 5.4 El modulo MODCA-2, para el estudio de la OD, DBO, CF, NO y FO

Se presenta en primer término un ejemplo de aplicación y calibración del modelo de calidad de agua (MODCA-2) en su versión unidimensional comparado con una simulación realizada con el modelo QUAL2E de la EPA para las mismas condiciones. Los parámetros que se

modelaron con la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Oxígeno Disuelto (OD), Nitrógeno Orgánico (NO) y Fósforo Orgánico (FO).

Las condiciones inicial y de descarga al río son las siguientes:

Parámetro	Descarga principal	Descarga Secundaria
Q (m <sup>3</sup> /s)	1.00	0.30
U (m/s)	0.35	0.45
DBO (mg/L)	5.00	50.0
OD (mg/L)	6.00	2.00
NO (mg/L)	4.00	12.0
FO (mg/L)	1.00	4.00

$E_x = 250 \text{ m}^2/\text{s}$ ,  $\Delta x = 1000 \text{ m}$ , la longitud del dominio es de  $100.000 \text{ m}$ ,  $\Delta t = 5 \text{ s}$ , la concentración de saturación del oxígeno disuelto es de  $8.7 \text{ mg/L}$ , el tiempo total simulación es de aproximadamente 3 días.

Los resultados obtenidos con el QUAL2E y el ANAITE para estas condiciones se presentan en las figuras (5.5) y (5.6) para las concentraciones de OD-DBO, y NO-FO, respectivamente.

Puede apreciarse en la figura (5.5) como la representación de la DBO y OD por ambos modelos es bastante similar, con una correlación  $R^2 = 0.9818$  y  $0.9655$  para la DBO y OD, respectivamente. En el anexo B se encuentran los datos con los que se realizó este análisis estadístico y los resultados graficados.

TECIS.COM  
FALLA DE ORIGEN

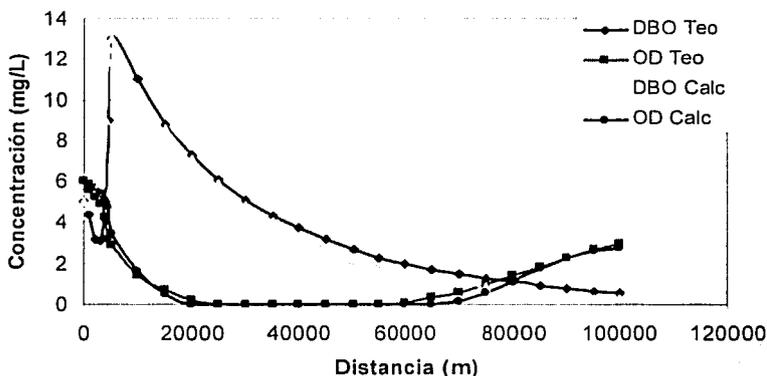


Figura 5.5. Concentraciones de OD y DBO obtenidas con el QAL2E y el ANAITE.

En el caso de la modelación para NO y FO, los resultados de ambos parámetros son bastante aceptables; en la figura (5.6) se puede ver la similitud que tienen los resultados obtenidos con el ANAITE y el QAL2E, con una correlación  $R^2 = 0.9947$  y  $0.9868$  para el NO y FO, respectivamente. En el anexo B se aprecian los datos utilizados para la correlación lineal.

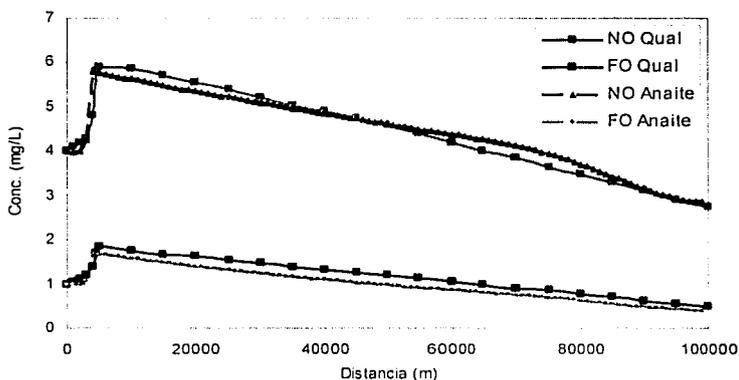


Figura 5.6. Concentraciones de NO y FO obtenidas con el QAL2E y el ANAITE.

### 5.5 El modelo bidimensional para el transporte de escalares

Como se discutió en capítulos anteriores, la ecuación de Advección-difusión-reacción para el transporte de escalares que se incluye en el modelo es la siguiente:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = E_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \pm \Gamma_c \tag{5.1}$$

donde C puede representar cualquier componente físico, químico o biológico.

La ecuación (5.1) fue probada para el módulo de calidad del agua 1, que incluye la temperatura y la salinidad. Se eligió un dominio de estudio de un río de 1600 m de ancho constante y de 20 Km de longitud (ver figura 5.7); estas dimensiones fueron elegidas debido a que corresponden aproximadamente a las del río Magdalena. Este dominio tiene por objetivo servir de calibrador sobre los implementos que se le hagan al modelo antes de aplicarlo al Magdalena.

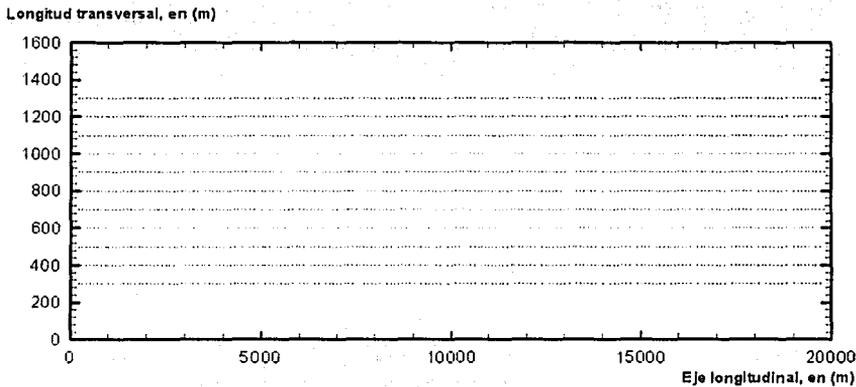


Figura 5.7. Dominio de estudio y vectores de velocidad considerados.

Sobre el dominio de estudio se generó un campo de velocidades estacionario, pero que cambia con la posición longitudinal y horizontal, como se ilustran en las figuras (5.8).

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

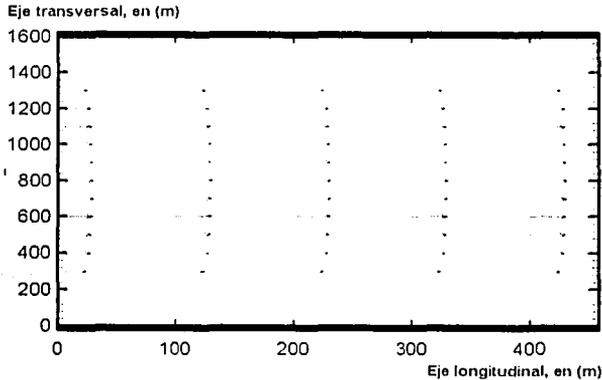


Figura 5.8. Perfiles de velocidad sobre la primera malla del dominio de estudio.

### 5.5.1 El campo de temperatura

A continuación se presentan algunos ejemplos de aplicación del modelo ANAITE en su versión bidimensional con diferentes escenarios de descarga para la simulación de la temperatura. Los tipos de descargas que se presentan, fueron tomados por dos razones principales: 1) por ser las representaciones más comunes que se presentan en ejercicios de modelación y 2) porque los casos se ajustan a las características de descarga presentadas en el tramo del río Magdalena estudiado. El dominio de estudio utilizado es el mismo descrito anteriormente.

#### Ejemplo 1.

Se presenta una descarga puntual y al centro del dominio con las siguientes características:

*Figura (5.9a).* Simulación de la temperatura total de descarga igual a 30 °C.

*Figura (5.9b).* Simulación de la evolución del  $\Delta T$  (temperatura de descarga menos la temperatura del agua);  $\Delta T = 10$  °C.

*Figura (5.10).* Perfil de temperatura total al centro del dominio y en las paredes izquierda y derecha.

La temperatura natural del agua establecida para este ejemplo es de 20 °C.

Las figuras (5.9a y 5.9b) muestran como va evolucionando la temperatura con la distancia, longitudinal y transversal. La temperatura máxima se encuentra elementalmente en el punto de la descarga, con una rápida disminución en la dirección de la corriente, predominando en la mayor parte del dominio una temperatura que oscila entre 20.5 a 21.4 °C y 0.5 a 1.3 °C para la figura (5.9a) y (5.9b), respectivamente. Los efectos ocasionados por la temperatura sobre el medio acuático y a otros parámetros de interés en la calidad del agua fueron tratados anteriormente.



(a)



(b)

Figura 5.9. Plano de concentración de la temperatura. Descarga puntual y al centro del dominio. (a) Temperatura total (b) Evolución del  $\Delta T$ .

En la figura (5.10) se puede confirmar con claridad lo ilustrado y comentado en las figuras anteriores, esto es, el decaimiento normal de la temperatura con la distancia tendiendo a la temperatura natural del cuerpo de agua. En cuanto a la temperatura en las paredes izquierda y derecha, se observa que estas comienzan a incrementarse a una distancia aproximada de 5000 m del punto de descarga; se nota también que ambas temperaturas a la pared, tienen idéntico comportamiento y valor, lo cual se debe a la forma regular del dominio.

CON FALLA DE ORIGEN

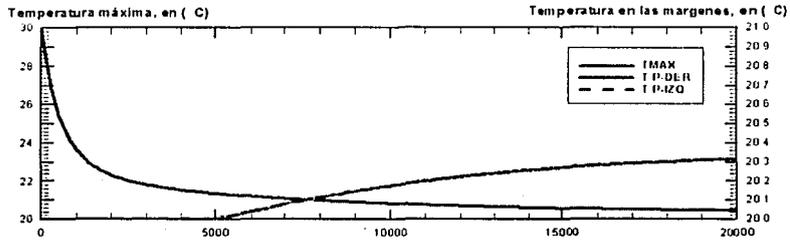


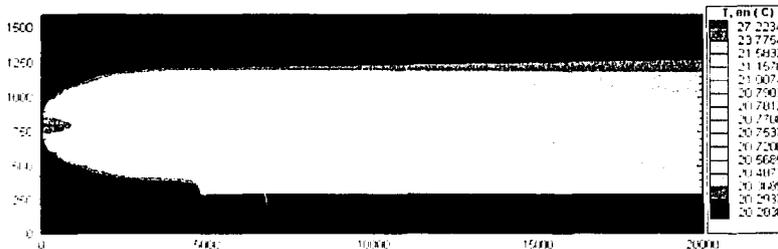
Figura 5.10. Perfil de temperatura. Al centro del dominio y en las paredes.

**Ejemplo 2.**

Se presenta una descarga puntual al centro del dominio y una descarga lateral ubicada a 5000 m de la frontera inicial del dominio con las siguientes características (ver figura 5.11a y 5.11b):

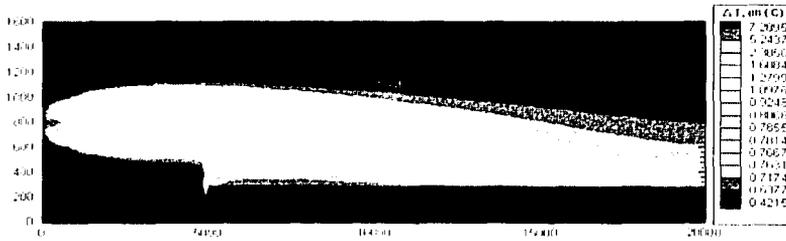
La descarga al centro del inicio del dominio y la lateral tienen un valor de 30 °C cada una, respectivamente; la temperatura natural del agua nuevamente es de 20 °C, de aquí que los valores de las descargas para el  $\Delta T$  sean de 10 y 10 °C para la descarga al centro y la lateral, respectivamente.

En la figura 5.11 se puede apreciar el efecto producido por la influencia de la descarga lateral en el dominio, claramente se observa que el desplazamiento de la temperatura tiende hacia la frontera donde se encuentra ubicada la descarga, revelando lo que ocurre en la naturaleza cuando ocurren estos tipos de escenarios.



(a)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



(b)

Figura 5.11. Plano de concentración de la temperatura. Descarga puntual, al centro del dominio, y lateral. (a) Temperatura total (b) Evolución del  $\Delta T$ .

Por otra parte, la figura (5.12) presenta el comportamiento de los perfiles producidos por este tipo de escenario. La temperatura máxima al centro del dominio tiene un comportamiento normal y con una tendencia similar a la mostrada en el ejemplo 1, excepto por el incremento presentado el punto de la descarga lateral, alcanzando un valor aproximado de 25 °C y disminuyendo inmediatamente para seguir con su decaimiento normal; en tanto que los perfiles a las paredes, izquierda y derecha, presentan una variación significativa causada por la descarga lateral. Se aprecia como la temperatura a la pared derecha incrementa hasta alcanzar la temperatura máxima y luego decae para finalmente mantener un valor casi constante hasta la parte final del dominio de estudio. La temperatura a la pared izquierda tiene un comportamiento similar al del ejemplo 1, con valores de temperaturas más bajos.

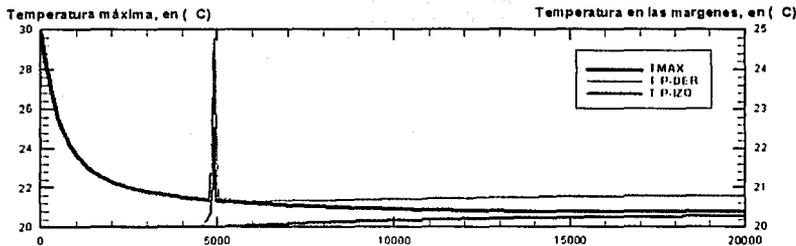


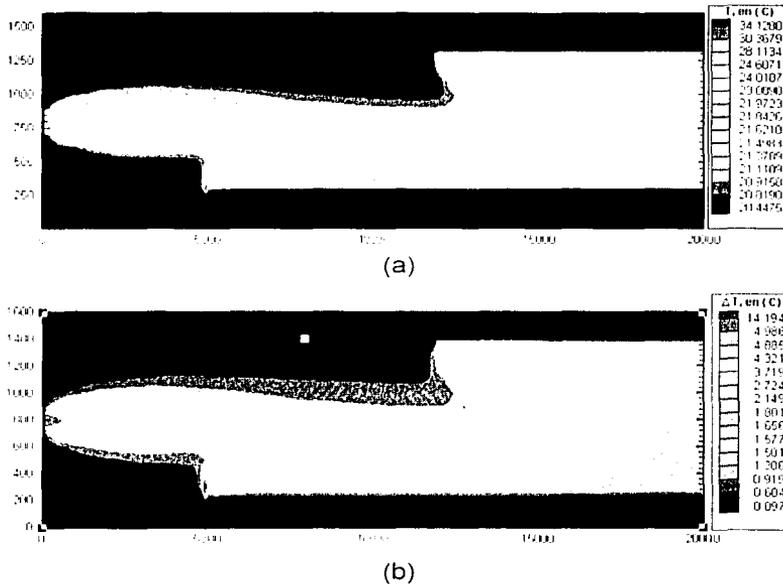
Figura 5.12. Perfil de temperatura. Descarga puntual, al centro del dominio, y lateral.

Ejemplo 3.

Se presenta una descarga puntual al centro del dominio, una descarga lateral ubicada a 5 Km sobre la margen derecha y una descarga difusa a 12 Km de la frontera inicial del dominio con las siguientes características (ver figura 5.13a y 5.13b):

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Para este ejemplo, la descarga al centro del dominio tiene un valor de 35 °C, la descarga lateral es de 30 °C y la temperatura para la descarga difusa es de 5 °C constante en un tramo de 3 Km donde ocurre la descarga; la temperatura natural del agua es de 20 °C, obteniéndose para el  $\Delta T$  valores de 15, 10 y 15 °C para la descarga al centro, la lateral, y la descarga difusa, respectivamente.



**Figura 5.13.** Plano de concentración de la temperatura. Descargas puntual, al centro del dominio, lateral, y descarga difusa. (a) Temperatura total (b) Evolución del  $\Delta T$ .

Esta representación es muy importante porque es el tipo de descarga que se presenta típicamente en el último del río Magdalena en donde la descarga difusa puede representar las descargas de la ciudad de Barranquilla. El comportamiento presentado por este escenario de descarga es muy singular, resaltándose principalmente que la temperatura se distribuye en casi todo lo largo y ancho del dominio de estudio manteniendo valores mayores a los de la temperatura natural. Para la descarga difusa, se puede notar en este ejemplo, cómo una descarga aunque relativamente pequeña en comparación con la descarga puntual al centro, mantiene valores importantes y aún mayores que si se considerará como una descarga puntual, siendo ésta el tipo de descarga más influyente en el aumento de temperatura en gran parte del dominio de estudio.

TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN

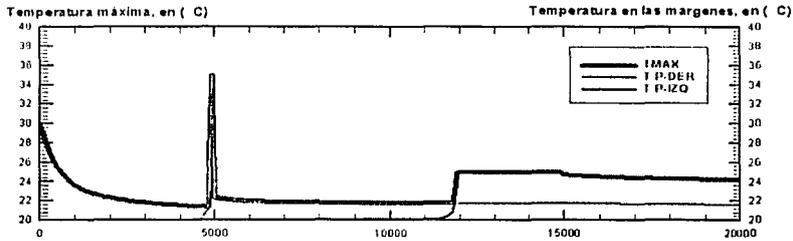


Figura 5.14. Perfil de temperatura. Descarga puntual al centro del dominio y lateral, y descarga difusa.

Los perfiles de temperatura para este escenario de descarga, presentan un comportamiento bastante característico, principalmente para los perfiles a las márgenes. La temperatura máxima tiende a su disminución gradual encontrándose con incrementos en su valor en los puntos de la descarga puntual y difusa, para luego de producirse cada una de ellas, tender a su decaimiento normal tratando de llegar a la temperatura normal. La temperatura para la pared derecha inicia con un incremento súbito en el punto de la descarga lateral, siguiendo un comportamiento similar al del ejemplo 2; la temperatura a la pared izquierda se mantiene constante a 20 °C hasta llegar al punto de inicio de la descarga difusa (Km 12), la cual hace que se incremente el valor de la temperatura a aproximadamente 25 °C conservándose constante en todo el tramo de la descarga para luego decaer gradualmente.

### 5.5.2 El campo de Salinidad

La salinidad es un parámetro de mucha importancia en ejercicios de modelación de calidad del agua cuando el tramo del río estudiado incluye el estuario como en el presente caso. Este parámetro tiene una íntima relación con la temperatura, ya que al presentarse la variación de este último se afecta la concentración del primero. El efecto de la temperatura sobre la salinidad y la importancia y características de ésta se pueden ver detalladamente en la sección 4.3.4.2. La salinidad junto con la temperatura es uno de los factores que afectan la concentración de saturación del oxígeno disuelto, de aquí su importancia en la modelación del agua estuarina.

Los ejemplos que se presentan a continuación, al igual que los ejemplos presentados en la modelación de la temperatura, son representaciones hipotéticas de los posibles escenarios de descarga que pueden presentarse en el tramo del río Magdalena bajo consideración y que serán adaptados pertinentemente en el próximo capítulo al río Magdalena,

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

#### Ejemplo 4.

Se presenta una concentración de salinidad de agua dulce de 1.0 g/L distribuida transversalmente en toda la frontera inicial del dominio; en la frontera final se acondiciona una concentración de 35 g/L de la misma manera que la anterior, representando ésta a la salinidad del mar. La característica principal de este ejemplo está en que se hizo la simulación con difusión pura, es decir,

$$\frac{\partial S}{\partial t} = E_x \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 S}{\partial y^2}$$

La figura (5.15) muestra como la salinidad del mar se introduce en gran parte del dominio cuando se considera únicamente la difusión. Analizando la figura (5.16), se observa como la concentración de la salinidad aumenta a medida que se acerca a la frontera final representada como salinidad del mar. La concentración a las paredes izquierda y derecha, mantiene los mismo valores que la concentración de salinidad máxima, debido principalmente a que se ha supuesto que las concentraciones de salinidad de agua dulce y del mar, están equitativamente distribuidas en las fronteras inicial y final.

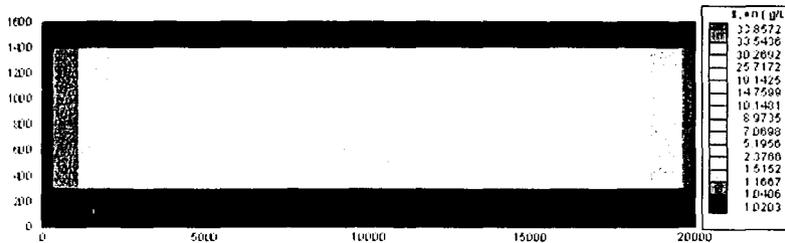


Figura 5.15. Plano de concentración de la salinidad. Se simula la salinidad del mar y la de agua dulce considerando únicamente el término difusivo.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

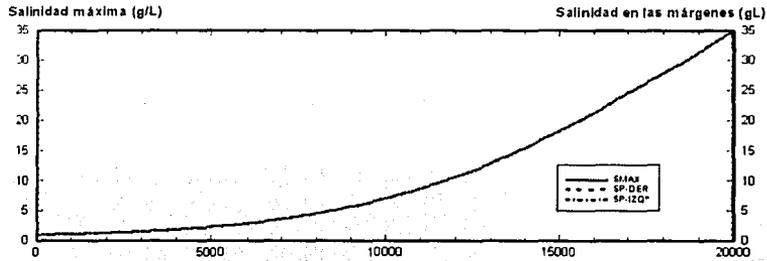


Figura 5.16. Perfil de salinidad considerando únicamente el término difusivo.

Ejemplo 5.

Aquí se presentan las mismas condiciones que en el ejemplo anterior, la diferencia principal radica en que se maneja la advección y la difusión en el transporte de la salinidad, esto es:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = -U \frac{\partial S}{\partial x} + E_x \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 S}{\partial y^2}$$

La figura (5.17) muestra claramente como influye la advección sobre la concentración de la salinidad en el dominio de estudio, al no permitir que ésta penetre considerablemente desde la frontera final (salinidad del mar) hacia la parte inicial del dominio, es decir, hacia aguas arriba del tramo en consideración.

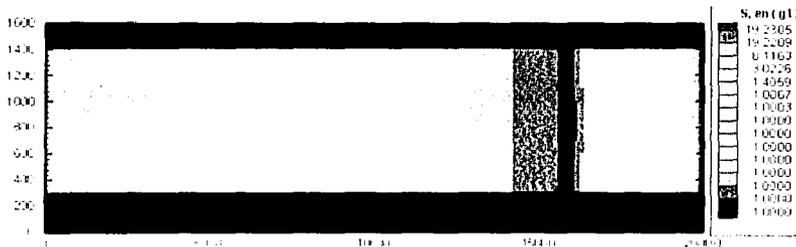


Figura 5.17. Plano de concentración de la salinidad. Se simula la salinidad del mar y la de agua dulce considerando los términos difusivos y advectivos.

En la figura (5.18) se nota lo mismo que en la figura (5.16), esto es que el perfil de la concentración máxima y a las paredes mantienen los mismos valores. Asimismo, se aprecia como la salinidad se mantiene en una concentración constante hasta que recibe la influencia de la salinidad del mar, lo que hace que esta concentración se incremente rápidamente.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

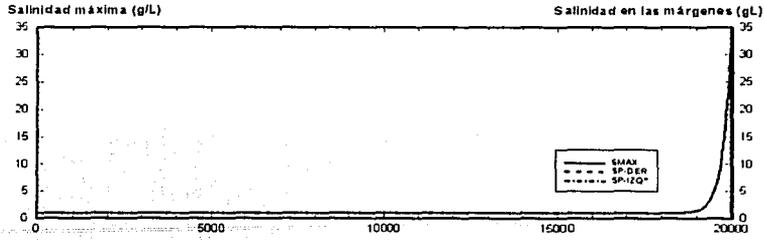


Figura 5.18. Perfil de salinidad considerando difusión y advección.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

# CAPITULO 6

## APLICACIÓN DEL MODELO ANAITE

### AL RÍO MAGDALENA

#### 6.1 Introducción

En el análisis de la calidad del agua en ríos de considerable ancho y anisotropía como el Magdalena, los modelos unidimensionales no son recomendables. Sólo es posible la aplicación de modelos bidimensionales en el plano horizontal o tridimensionales. Estos últimos, no se tomaron en cuenta para este trabajo, debido a que no se presenta una estratificación tan marcada por diferencias de salinidad o temperatura entre el fondo y la superficie del río, por lo cual no es factible la presencia de velocidades verticales importantes y se considera que las concentraciones de las sustancias estudiadas es constante en la vertical. De aquí que se haya considerado que el modelo más apropiado para modelar la calidad del agua del río Magdalena sea uno de tipo bidimensional en el plano horizontal, que fue resuelto en diferencias finitas.

El gran número de industrias que conciernen a la zona industrial de la ciudad de Barranquilla, los emisores del alcantarillado domiciliario y arroyos que se encuentran ubicados a la margen izquierda y derecha del último tramo del río Magdalena, vierten sus aguas residuales con o sin tratamiento previo al río, lo que incrementa la importancia del análisis de la calidad del agua en este tramo, debido a los múltiples usos que el agua del río tiene por parte de la población de la zona.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Los contaminantes y componentes elegidos para el análisis de la calidad del agua en este trabajo, fueron seleccionados por ser los que establecen la calidad del agua de un río y porque son típicos en los tipos de descargas que se dan en la zona de estudio, además de que sobrepasan los límites permisibles dictaminados por la normas colombianas de calidad del agua Oxígeno disuelto (OD), Demanda bioquímica de oxígeno (DBO), Coliformes fecales, Nitrógeno y Fósforo orgánico, Hierro, Manganeso y Zinc.

Las concentraciones de cada contaminante se tomaron teniendo en cuenta las características del agua residual descargada considerando la procedencia del vertido, esto es, si es de tipo industrial, doméstico o escorrentía urbana; para el caso de las descargas industriales, también se tuvo en cuenta el tipo de actividad desarrollada por la industria, ya que esto especifica las características del agua residual vertida. Este procedimiento fue necesario, debido a la dificultad en la disponibilidad de información concerniente a la calidad del agua en el último tramo del río y aun más por la falta de información referente a concentraciones de descargas industriales y domésticas en esta zona. Es importante tener en cuenta que estos valores de las concentraciones, no tienen nada que ver con los valores reales de cada una de las descargas consideradas, sólo se utilizan a manera de ejemplo. No obstante, se ha tratado de utilizar valores típicos de acuerdo al tipo de descarga.

## **6.2 Descripción de la zona de estudio**

La zona de estudio comprende el último tramo del río Magdalena, que inicia desde el puente Laureano Gómez o más conocido como puente Pumarejo, hasta su desembocadura en la zona denominada Bocas de Ceniza, localizado en la margen derecha de la ciudad de Barranquilla, departamento del Atlántico, Colombia (ver figura 6.1).

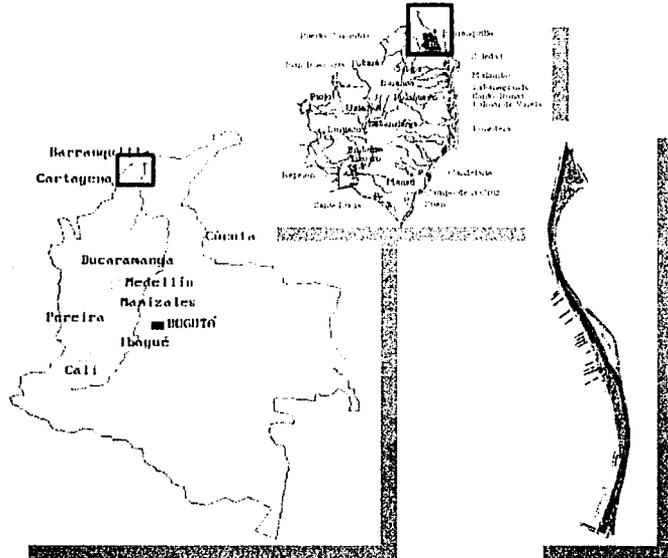


Figura 6.1. Localización del tramo de estudio.

El tramo considerado posee una longitud aproximada de 21 Km y recibe la influencia directa de las descargas domiciliarias, industriales y comerciales de la ciudad de Barranquilla afectando gravemente la calidad del agua del río, considerando además la gran cantidad de contaminantes que ya trae el río en su travesía por el territorio colombiano. Para entender debidamente la problemática que se presenta en el tramo estudiado, es necesario hacer una descripción general de toda la cuenca del río Magdalena que permita apreciar los efectos ocasionados por las actividades realizadas en el área de la cuenca y la importancia de los mismos.

❖ Descripción de la cuenca del Río Magdalena

TECIS CON  
FALLA DE ORIGEN

El río Magdalena nace en el Páramo de las Papas a 3.327 m.s.n.m y desemboca en el Mar Caribe, en Bocas de Ceniza, próximo a la ciudad de Barranquilla. Tiene una longitud de 1.612 Km, de los cuales los últimos 550 Km son navegables durante todo el año. Su cuenca hidrográfica tiene 273.350 Km<sup>2</sup>, correspondiendo al 24 % del área de Colombia, y en ella se ubica alrededor del 80 % de la población del País, albergando además el 87% de la superficie total cultivada en Colombia, lo mismo que el 90% de la Industria; están asentados los grandes centros urbanos del País, 726 municipios, 18 departamentos; produce el 12.1% de la oferta hídrica a nivel nacional; Produce el 70% de la generación hidroenergética y el

95% de la producción termoenergética. El principal tributario del Magdalena es el Río Cauca siguiéndole en importancia los ríos San Jorge, Cesar y Lebrija. La figura 6.2 enseña la distribución espacial de la cuenca del río Magdalena.

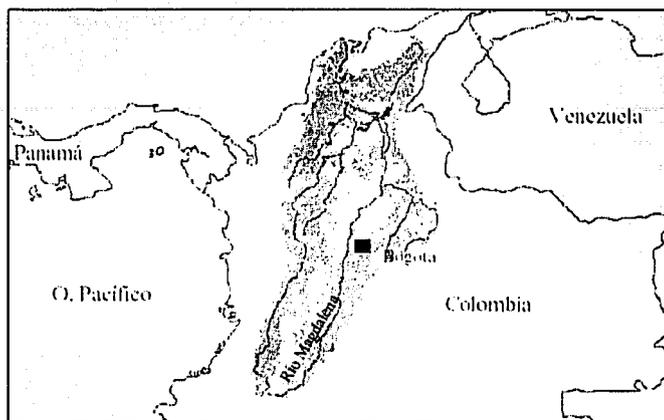
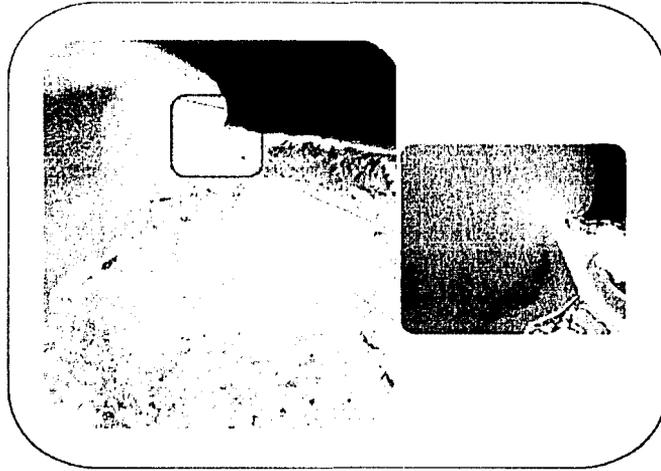


Figura 6.2. Distribución espacial de la cuenca del río Magdalena.

El transporte de sedimentos del río a la altura de Calamar es de 133 millones de toneladas al año aproximadamente. Estos sedimentos provienen de las cargas propias del río y de la erosión de la cuenca. En la figura 6.3 se aprecia la descarga de sedimentos hacia mar adentro producida por el río Magdalena.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

\* Estimación de la Universidad del Norte con base en 20 campañas hidrosedimentológicas del río Magdalena entre Calamar y Barranquilla, 1988.



**Figura 6.3.** Descargas de sedimentos al Mar Caribe, provocadas por el río Magdalena.

Adicionalmente, en algunos puntos del río la concentración de contaminantes sobrepasa los valores normales en aguas naturales. Se verifican variaciones del oxígeno disuelto a lo largo del río, con un valor mínimo puntual de 2.6 mg/L después de la desembocadura del río Bogotá. La descarga directa de las aguas residuales de la ciudad de Soledad y Barranquilla es una de las principales causas de este descenso en el último tramo del río, en el que los niveles de contaminación con hierro, manganeso, plomo, cadmio y bacterias coliformes superan los estándares permitidos. Además, no existe una evaluación integral de las cargas contaminantes aportadas por las actividades productivas y poblaciones ribereñas, lo cual subraya la urgencia de sistemas de información adecuados.

#### ❖ Características hidráulicas del Río Magdalena

Según datos del Laboratorio de Hidráulica de las Flores se pueden constatar las siguientes características:

- Caudal: El caudal medio es de 7,095 m<sup>3</sup>/s con una valoración extrema entre 1,500 y 16,000 m<sup>3</sup>/s.
- Pendiente: La lámina de agua posee una pendiente entre  $1.2 \times 10^{-5}$  y  $6.3 \times 10^{-5}$  para caudales entre 2,000 m<sup>3</sup>/s y 10,000 m<sup>3</sup>/s.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

- Velocidad: Oscila entre 0.20 m/s y 2.1 m/s.

### ❖ Hidroclimatología

El régimen hídrico en la zona del estudio está influenciado directamente por las condiciones climatológicas y de precipitación de toda la cuenca del río Magdalena y del Litoral Atlántico, cuyo clima en el Norte de Colombia, es en general tropical cálido y seco presentando dos periodos bien definidos:

- Período seco: Comienza en los primeros días de diciembre y termina a mediados o finales de abril.
- Período húmedo o lluvioso: Comienza en abril y finaliza a principios de diciembre, mostrando una tendencia a disminuir en intensidad en los meses de junio y julio. Las lluvias se manifiestan por lo general en aguaceros torrenciales, de corta duración.

Los parámetros de temperatura, humedad relativa y evapotranspiración, de acuerdo con la información medida en la Estación Climatológica localizada en el Aeropuerto Internacional *Ernesto Cortissoz* con registros entre 1941 y 1991 son los siguientes:

- Temperatura ambiente. Las temperaturas medias mensuales medidas fluctúan entre 27°C y 28 °C. Las temperaturas mínimas medias están alrededor de 24 °C y las temperaturas máximas medias alcanzan los 33 °C. La temperatura máxima absoluta durante el período fue de 41 °C y la mínima absoluta fue de 16 °C.
- Humedad relativa. La humedad relativa varía entre 60% y 83%. Los periodos de máxima y mínima humedad generalmente coinciden con los de mayor y menor precipitación respectivamente.
- Evapotranspiración. Los valores de evapotranspiración media mensual observados varían entre 107 y 160 mm. Se aprecia que generalmente estos valores exceden los de precipitación, en la mayoría de los meses del año.

- Precipitación. De acuerdo a mediciones en las estaciones Aeropuerto internacional *Ernesto Cortissoz* y la existente en el Campamento de Bocas de Ceniza en Las Flores las precipitaciones corresponden a los siguientes valores:

**Tabla 6.1.** Precipitación anual (mm).

Estación	Variación anual	Media anual
Aeropuerto	297-1282	762
Las Flores	367-1526	828

Fuente: IDEAM

#### ❖ Información sobre caudales.

El río Magdalena presenta estiajes o épocas de caudales bajos, entre los meses de febrero y abril, caudales altos entre octubre y diciembre y transición entre abril y septiembre. De acuerdo con la información recopilada por el IDEAM en la Estación de Calamar (km 1500), con registros desde 1940, los caudales del río Magdalena han presentado los siguientes valores:

- Caudal medio multianual 7,100 m<sup>3</sup>/s
- Caudal máximo registrado 16,000 m<sup>3</sup>/s
- Caudal mínimo registrado 1,500 m<sup>3</sup>/s

#### ❖ Sistemas de caños tributarios al Río Magdalena

- *Caños en la margen izquierda del Río Magdalena.*

En la ciudad de Barranquilla entre el puente Pumarejo (Km 1590) y la Base Naval (Km 1598) existe un sistema de caños integrados al río Magdalena, los cuales transportan y entregan al río las aguas residuales domésticas e industriales y el drenaje de aguas pluviales procedentes de la ciudad, este sistema de caños lo componen en la margen izquierda del Magdalena los caños de La Ahuyama, Arriba, del Mercado, Tramosos, Canal "C" y de Las Compañías (ver figura 6.4).

TRFIC CON  
FALLA DE ORIGEN

- *Caños en la margen derecha del Río Magdalena.*

En la margen derecha del Río en la zona de estudio, se encuentran los caños Viejo Clarín, El Torno, Los Almendros, Valle y El Limón, los cuales alimentan con agua dulce las ciénagas que hacen parte del sistema lagunar al Oeste del Parque Nacional Isla de Salamanca. Los caños en mención toman el agua de la lámina superior del Río, donde la concentración de sedimentos es mas baja.

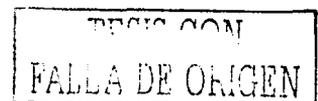
- *Arroyos de la ciudad de Barranquilla que tributan al Río y a otros caños*

Los principales arroyos que drenan la escorrentía de la ciudad de Barranquilla son:

- *Carrera 12:* descarga en el caño la Ahuyama
- *Carrera 17:* descarga en el caño la Ahuyama
- *Carrera 19:* descarga en el caño la Ahuyama
- *Hospital:* descarga en el caño la Ahuyama
- *La Paz:* descarga en el caño del Mercado
- *Bolívar:* descarga en el caño de las Compañías
- *Carrera 51:* descarga en el caño de las Compañías
- *Carrera 53:* descarga en el caño de las Compañías
- *Felicidad:* descarga en el caño de las Compañías
- *Carrera 65:* descarga en el caño de las Compañías
- *Calle 64 y 65:* descarga en el caño de las Compañías
- *Coltabaco:* descarga en el caño de las Compañías
- *Country:* descarga en el río Magdalena
- *Calle 79:* descarga en el río Magdalena
- *Calle 80:* descarga en el río Magdalena
- *Calle 84:* descarga en el río Magdalena
- *Siape:* descarga en el río Magdalena

#### ❖ **Descargas domiciliarias e industriales**

- *Descargas domiciliarias*



Existen diferentes colectores de aguas residuales que descargan sus aguas residuales al sistema de caños de Barranquilla o al río Magdalena sin tratamiento alguno, entre los cuales cabe referir fundamentalmente los siguientes:

- 18 descargas que llegan al caño de la Ahuyama
- 1 descarga que tributa al caño del Mercado
- 6 descargas que llegan al caño de las Compañías
- 5 descargas que llegan al río Magdalena

- *Descargas industriales*

Igualmente a lo largo del recorrido del río Magdalena entre el puente Pumarejo y Bocas de Ceniza, se encuentran ubicadas en la margen izquierda diferentes industrias manufactureras, que descargan sus residuos líquidos, algunos tratados y en su mayoría sin tratamiento, al río.

Entre las industrias ubicadas en la zona del estudio, teniendo en cuenta su actividad se destacan:

- Industrias de grasas ( Lubricantes y Comestibles ): Fagrave
- Industrias de Cartón, Tipografía y Papeles: Plaza y Cía.
- Construcción: Eternit.
- Empresa de Productos Químicos: Productos Químicos Panamericanos
- Empresas Metalmecánica: Naviera Fluvial, Astilleros Isla, Astilleros Magdalena
- Fundiciones de Lima Ltda., Crump Caribe, Motores S. A.
- Industrias Alimenticias: Pastas Alimenticias Comarico, Sazone
- Bodegas y Almacenes: Cudecom, Texaco.
- Habitacional: Viviendas
- Empresas Oficiales: A.A.A., Electrificadora del Atlántico, Planta Eléctrica El Río, Café Universal y Quintex
- Monómeros Colombo Venezolanos
- Cementos del Caribe.

TRFIC CON  
FALLA DE ORIGEN

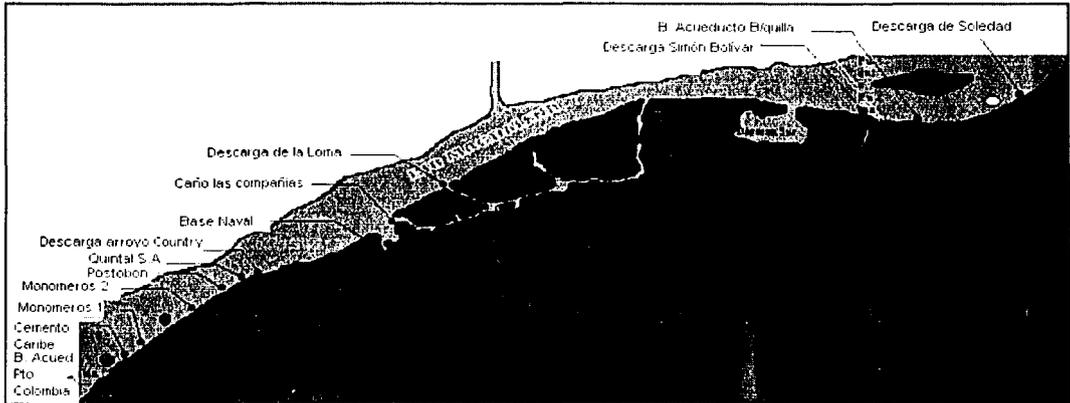


Figura 6.4. Ubicación de descargas en el último tramo del río Magdalena.

#### ❖ Calidad física, química y biológica del agua marina.

La calidad del agua marina en el lugar del estudio está determinada por los caudales del río Magdalena para cada época del año, no se dispone de información de carácter histórico representativa de los cambios estacionales de la calidad del agua en el estuario del río Magdalena. En el anexo A se presentan los resultados de una caracterización de la calidad del agua realizada en la zona estuarina del río Magdalena. Los puntos de muestreo para el análisis de la calidad de las aguas coinciden con: la ciénaga de Mallorquín y el área de Puntafaró; asimismo, se presentan tablas de resultado de caracterizaciones realizadas por la Sociedad de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Barranquilla S.A. E.S.P., en las bocatomas de los acueductos de Barranquilla y Puerto Colombia (tomadas de Escudero, 2001).

Las descargas que se aplican en las simulaciones realizadas para el río Magdalena, presentadas más adelante, han sido tomadas teniendo en cuenta la localización mostrada en el plano de la figura 6.4. Las concentraciones de cada una, como ya se mencionó en la sección 6.1, han sido tomadas teniendo en cuenta el tipo de vertido.

### 6.3 Simulación de la hidrodinámica en el último tramo del río Magdalena

El río Magdalena presenta una compleja hidrodinámica, sobre todo en el último tramo, en el cual el río está influenciado por las descargas de los arroyos de la ciudad de Barranquilla y por el gran número de industrias ubicadas en su ribera, además de la influencia ocasionada

por la marea del mar Caribe. El modelo desarrollado trabaja en estado fijo y las simulaciones así fueron realizadas para este trabajo, pero puede ser adaptado para que considere los cambios de niveles en la frontera final provocados por efectos de la marea, quedando así como un modelo completamente dinámico.

Para obtener la información hidrodinámica inicial del río Magdalena, se realizó la reproducción de secciones transversales en diferentes puntos del río, a partir de la batimetría realizada por el Laboratorio de Ensayos Hidráulicos de las Flores de la ciudad de Barranquilla (LEHF) en el año 2001 en el mismo tramo de estudio. Este trabajo de reproducción de secciones fue necesario para poder suministrar la información de entrada al modelo al modelo para el cálculo de los perfiles hidráulicos.

Como se acaba de mencionar, para suministrar la información de entrada al modelo para el cálculo de los perfiles hidráulicos, se realizó la reproducción de secciones transversales en diferentes puntos a lo largo del tramo bajo estudio, de estas secciones se obtuvieron las coordenadas X e Y requeridas por el modelo hidrodinámico. En la figura 6.5 se pueden apreciar varias secciones transversales típicas del río Magdalena reproducidas en este trabajo a partir de la batimetría realizada por el LEHF.

Otros parámetros requeridos por el modelo hidrodinámico unidimensional son el coeficiente de rugosidad, que se utilizó como parámetro de calibración del modelo, encontrando diferentes valores para cada tramo entre sección y sección; la pendiente de fondo ( $S_0$ ) fue elegida teniendo en cuenta los resultados presentados en el estudio de Caracterización hidráulica, sedimentológica y geométrica del bajo Magdalena y Canal del Dique, realizado también por el LEHF. La pendiente de fondo utilizada en este trabajo es de  $S_0 = 4 \times 10^{-5}$  constante en todo el tramo de estudio.

TECNOLOGÍA  
FALLA DE ORIGEN

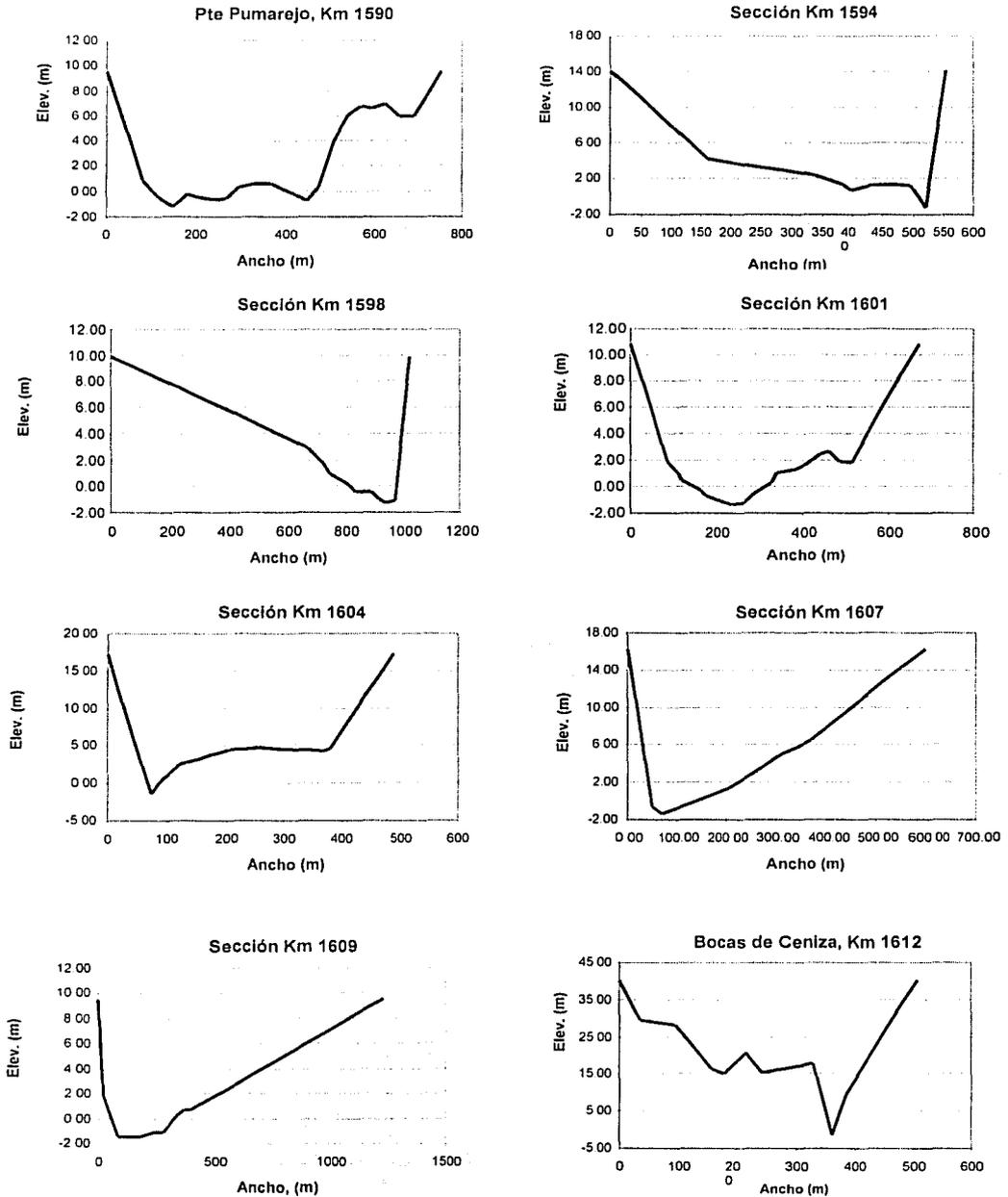


Figura 6.5. Secciones típicas del río Magdalena en el tramo de estudio.

Con el módulo hidrodinámico se obtienen los perfiles de la superficie libre del agua, que para este trabajo se determinaron con tres gastos diferentes, representando las épocas de lluvias, de estiajes y el gasto medio multianual en la zona de estudio. La tabla 6.2 muestra los resultados obtenidos con este modelo para un gasto de 3,000 m<sup>3</sup>/s, y en la figura 6.6 se presentan los perfiles de la superficie libre del agua para los tres gastos calculados, que son 3,000, 7,000 y 12,000 m<sup>3</sup>/s.

Tabla 6.2. Perfil hidráulico calculado para un gasto de 3,000 m<sup>3</sup>/s.

Sección	Cadena. (Km)	Tirante (m)	Elevación (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Radio Hco (m)	Vel. (m/s)
29	0.546	9.753	8.253	4385.583	6.886	0.684
28	1.241	9.783	8.283	11439.435	8.150	0.262
27	1.799	9.786	8.286	13988.988	8.287	0.214
26	3.447	9.915	8.315	2256.266	4.921	1.330
25	4.300	10.020	8.420	1924.337	5.256	3.981
24	4.843	9.141	7.541	501.605	4.982	1.051
23	5.295	11.562	9.962	2855.425	6.594	1.638
22	6.198	11.586	9.986	1831.433	5.882	1.065
21	6.591	11.713	10.113	2815.829	6.145	0.953
20	7.147	11.757	10.157	3146.477	6.894	1.240
19	7.636	11.760	10.160	2419.852	5.997	0.628
18	8.018	11.840	10.240	4777.127	9.248	0.559
17	8.706	11.853	10.253	5371.041	9.230	0.49
16	9.607	11.865	10.265	6121.013	8.942	0.507
15	10.347	11.867	10.267	5915.732	8.572	0.712
14	10.985	11.761	10.261	4211.300	6.785	0.543
13	11.889	11.789	10.289	5526.348	6.854	0.961
12	12.888	11.784	10.284	3122.289	3.844	0.488
11	14.214	11.872	10.372	6149.541	5.789	0.63
10	15.418	11.874	10.374	4759.632	5.533	1.149
9	16.006	11.855	10.355	2610.462	4.995	0.989
8	16.484	11.905	10.405	3034.394	5.201	0.788
7	17.125	11.949	10.449	3804.954	6.362	0.879
6	17.742	11.956	10.456	3411.491	6.964	0.658
5	18.803	11.993	10.493	4559.238	9.333	0.577
4	19.263	12.003	10.503	5202.995	10.124	0.539
3	19.721	12.010	10.510	5566.083	9.555	0.605
2	20.347	11.910	10.510	4954.926	8.102	0.516
1	21.008	11.921	10.521	5812.596	7.519	0.543

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

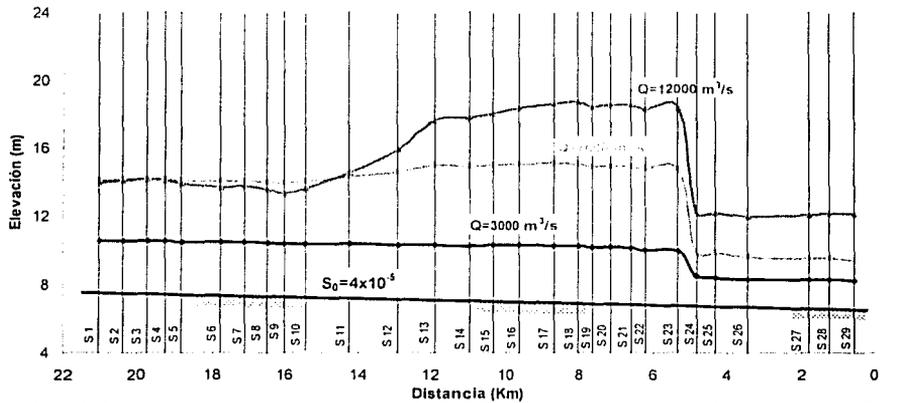


Figura 6.6. Perfiles de la superficie libre del agua para el río Magdalena.

Además de estos resultados, el modelo hidrodinámico unidimensional crea un archivo con los datos de entrada para el modelo hidrodinámico bidimensional, que se presenta en la tabla 6.3.

Luego de obtener los datos de la hidrodinámica básica del río Magdalena, se implementó el módulo hidrodinámico bidimensional para generar el campo de velocidades en la horizontal, de la manera como se explicó previamente en el capítulo 4. En la figura 6.7 se aprecia el dominio de estudio y el campo de velocidades generado con este módulo hidrodinámico.

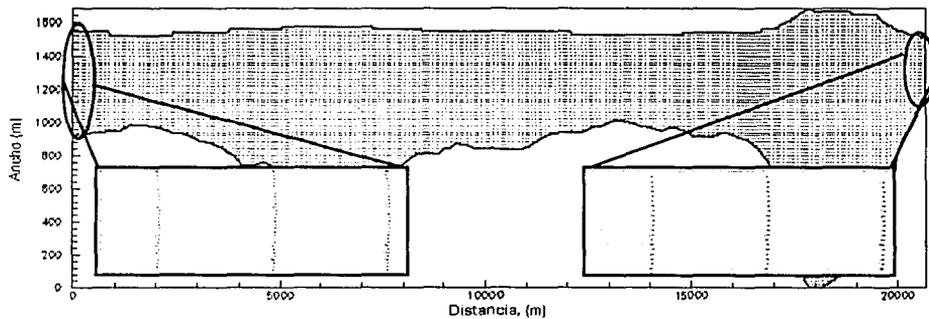


Figura 6.7. Dominio de estudio y vectores de velocidad considerados.

El campo de velocidades obtenido para el río Magdalena se calcula para una malla de 215 puntos en la dirección longitudinal y 84 puntos en la transversal, con una longitud de

separación igual a 100 y 20 metros, respectivamente, produciendo un dominio de 21,300 m de longitud por 1,640 m de ancho.

Tabla 6.3. Datos de entrada para el módulo hidrodinámico bidimensional.

Secc	Ancho (m)	Longitud (m)	Tirante (m <sup>2</sup> )	Radio Hco (m)	Vel. (m/s)
29	660.25134	546	9.753	6.886	0.684
28	1400.104	695	9.783	8.15	0.262
27	1673.03259	558	9.786	8.287	0.214
26	812.0437	1648	9.915	4.921	1.33
25	620.31586	853	10.02	5.256	1.559
24	580.2027	543	9.141	4.982	5.981
23	594.76068	452	11.562	6.594	1.051
22	522.47375	903	11.586	5.882	1.638
21	547.82532	393	11.713	6.145	1.065
20	507.84869	556	11.757	6.894	0.953
19	471.19647	489	11.76	5.997	1.24
18	524.1972	382	11.84	9.248	0.628
17	575.5686	688	11.853	9.23	0.559
16	655.0675	901	11.865	8.942	0.49
15	669.42798	740	11.867	8.572	0.507
14	646.77057	638	11.761	6.785	0.712
13	726.3822	904	11.789	6.854	0.543
12	916.09027	999	11.784	3.844	0.961
11	938.71747	1326	11.872	5.789	0.488
10	914.15222	1204	11.874	5.533	0.63
9	764.55701	588	11.855	4.995	1.149
8	774.88354	478	11.905	5.201	0.989
7	645.01617	641	11.949	6.362	0.788
6	544.49042	617	11.956	6.964	0.879
5	496.23547	1061	11.993	9.333	0.658
4	504.90363	460	12.003	10.124	0.577
3	561.72919	458	12.01	9.555	0.539
2	599.15601	626	11.91	8.102	0.605
1	736.05017	661	11.921	7.519	0.516

Este módulo genera dos archivos que serán utilizados como datos de entrada por los módulos de calidad del agua. El primer archivo contiene el campo de velocidades con sus respectivas coordenadas (x, y); y el segundo, contiene los valores de los coeficientes de dispersión longitudinal y lateral, el ancho y tirante, para cada una de las secciones. La tabla 6.4, presenta un extracto de estos parámetros contenidos en el archivo para el programa ANAITE, no se muestran todos debido a que son demasiados valores y resulta inapropiado mostrarlos íntegramente.

**Tabla 6.4.** Extracto del archivo de coeficientes generado por el módulo hidrodinámico bidimensional.

Ex (m <sup>2</sup> /s)	Ey (m <sup>2</sup> /s)	Ancho (m)	Tirante (m)
218.0634	0.1875259	600.0000	11.92100
215.2130	0.1875074	580.0000	11.92021
212.4338	0.1874889	560.0000	11.91943
209.7230	0.1874703	540.0000	11.91864
...	...	...	...
142.0012	0.1888295	860.0000	11.85658
140.2038	0.1887898	840.0000	11.85817
138.4559	0.18875	820.0000	11.85975
136.7555	0.1887102	800.0000	11.86133
...	...	...	...
107.8016	0.1826394	520.0000	9.763715
101.0423	0.1822683	540.0000	9.761572
95.10883	0.1818973	560.0000	9.759429
89.85991	0.1815267	580.0000	9.757286
...	...	...	...
97.10629	0.179274	580.0000	11.56867
99.95274	0.179243	580.0000	11.56733
102.9662	0.179212	600.0000	11.56600
106.1616	0.179181	620.0000	11.56467

#### **6.4 Simulación de la calidad del agua en el último tramo del río Magdalena**

Para presentar la información referente a las descargas que se manejarán en este trabajo, se han elaborado dos tablas para síntesis de dicha información. En una, se presenta la ubicación de cada una de las descargas que serán consideradas; y en la otra, se presentan los valores de la concentración de los diferentes contaminantes que serán simulados para esas descargas.

La ubicación de las descargas identificadas, considerando el inicio del tramo como Km = 0.0 y la desembocadura como Km = 21, se presentan en la tabla 6.5 y las concentraciones de los diferentes parámetros simulados para cada una de las descargas puntuales identificadas en el tramo en estudio, comprendido entre el puente Pumarejo y Bocas de Ceniza, están concentradas en la tabla 6.6.

Tabla 6.5. Ubicación de las descargas identificadas en el tramo estudiado.

Descargas	Ubicación	
	(km)	Margen
Arroyo Simón Bolívar	0.5	Izquierda
Arroyo Terminal	3.4	Izquierda
Caño el Torno	5.9	Derecha
Descarga de la Loma	6.7	Izquierda
Caño las Compañías	8.4	Izquierda
Base Naval	8.8	Izquierda
Arroyo Country	12.2	Izquierda
Quintal S.A.	12.6	Izquierda
Postobon S.A.	12.8	Izquierda
Monómeros 2	13.4	Izquierda
Monómeros 1	14.8	Izquierda
Cementos Caribe	15.4	Izquierda

Tabla 6.6. Concentraciones de las descargas identificadas en el tramo estudiado.

DESCARGAS	PARÁMETROS SIMULADOS								
	T (°C)	DBO (mg/L)	OD (mg/L)	N org. (mg/L)	P org. (mg/L)	CF (miles NMP/100 ml)	Fe (mg/L)	Mn (mg/L)	Zn (mg/L)
A. Simón Bolívar <sup>†</sup>	25.0	180.0	4.0	22.0	4.5	160.0	4.0	1.42	28.3
Arroyo Terminal <sup>†</sup>	25.0	180.0	4.0	14.0	4.7	140.0	4.5	1.42	28.2
Caño el Torno <sup>†</sup>	30.0	240.0	3.0	30.0	8.4	220.0	5.2	1.55	29.0
La Loma <sup>†</sup>	25.0	180.0	3.5	15.0	4.8	220.0	4.2	1.43	28.4
Caño las Compañías <sup>†</sup>	30.0	130.0	3.0	18.0	4.9	130.0	5.3	1.48	29.2
Base Naval <sup>‡</sup>	26.0	140.0	5.0	12.0	6.5	150.0	5.0	1.44	28.5
Arroyo Country <sup>†</sup>	25.0	160.0	4.5	12.0	4.4	150.0	5.2	1.46	28.4
Quintal S.A. <sup>§</sup>	32.0	130.0	2.0	25.0	15.5	-	5.8	1.62	31.5
Postobón S.A. <sup>**</sup>	28.0	600.0	1.8	35.0	24.0	-	5.5	1.48	31.8
Monómeros 2 <sup>§</sup>	34.0	150.0	4.2	15.0	22.5	-	6.2	1.66	31.3
Monómeros 1 <sup>§</sup>	34.0	135.0	4.4	18.0	32.0	-	6.5	1.88	31.4
Cementos Caribe <sup>††</sup>	30.0	120.0	5.0	12.0	8.5	-	6.1	1.64	31.2

Es necesario mencionar que estos valores de concentraciones, no son mediciones directas de las descargas y que sólo se han tomado a partir de información bibliográfica específica en

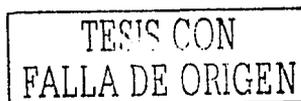
<sup>†</sup> Arroyos o caños naturales (reciben descargas domésticas e industriales).

<sup>‡</sup> Descarga de agua residual doméstica.

<sup>§</sup> Industria de productos químicos (ácidos, bases, sales).

<sup>\*\*</sup> Industria de refrescos.

<sup>††</sup> Industria de cemento.



el tema de aguas residuales, debido a que se carece de información medida en éstos puntos de descarga.

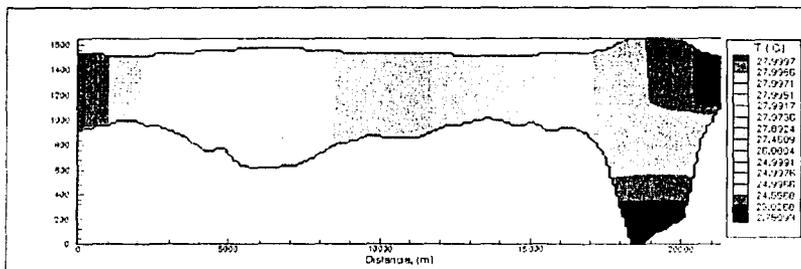
#### 6.4.1 El campo de temperatura

Para las simulaciones de la temperatura se aplicaron varios escenarios de descarga con la intención de representar las diferentes formas en que éstas se presentan en el tramo del río Magdalena que se está estudiando.

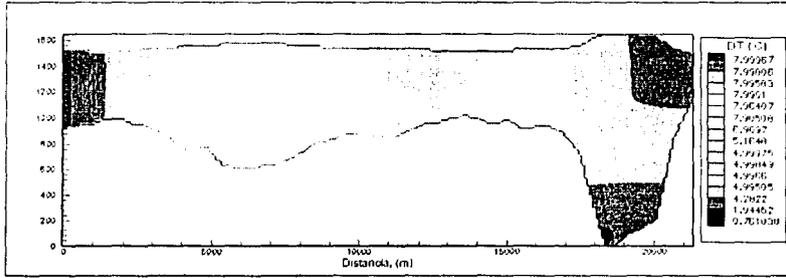
##### ◆ Escenario 1

Un escenario de descarga planteado es el que se presenta en la figura 6.5, que consiste en tres descargas a todo lo ancho del dominio, ubicadas en el Km 0.0 (cero), en el Km 9.0, y en la desembocadura; las dos primeras descargas representan la bocatoma del acueducto de la ciudad de Barranquilla y la bocatoma del acueducto del municipio de Puerto Colombia, respectivamente, debido a que en estos lugares se tienen mediciones de campo con las cuales se pueden realizar calibraciones al modelo. Los valores de la temperatura en este caso son de 28 °C, 25 °C y 22 °C, teniendo en cuenta el mismo orden comentado anteriormente.

En las figuras 6.8a y 6.8b se aprecia un comportamiento típico de la temperatura con este tipo de descarga, la cual va decreciendo desde la descarga con valor más alto ubicada en el inicio del dominio hasta conseguir los valores de las otras descargas ubicadas en el centro y fin del dominio.



(a)



(b)

Figura 6.8. Plano de concentración de temperatura. Descarga transversalmente uniforme.

En los perfiles obtenidos para este tipo de descarga, se aprecia como, tanto la temperatura a las paredes como la máxima, mantienen el mismo valor hasta llegar al sitio en donde el río incrementa de sección, provocando que la temperatura en la pared derecha disminuya su valor.

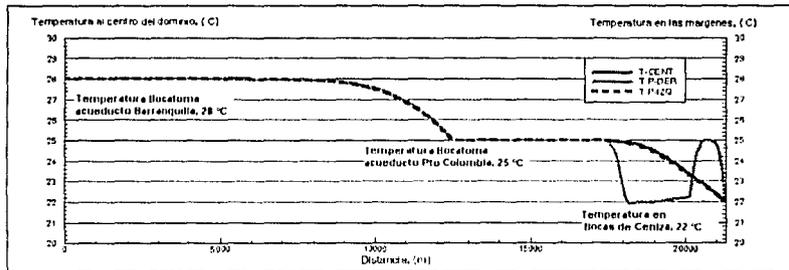


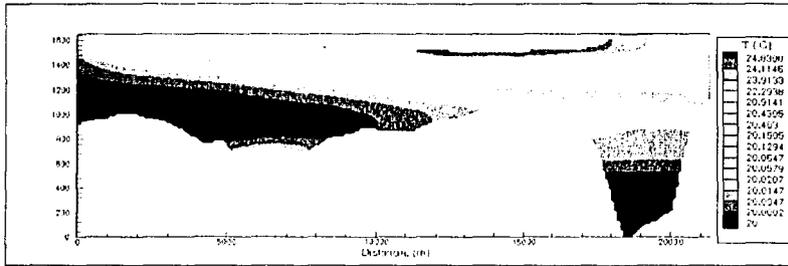
Figura 6.9. Perfiles de temperatura, descarga uniforme.

◆ Escenario 2

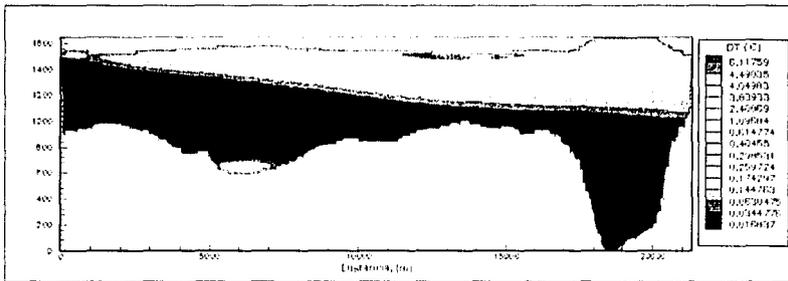
Descargas puntuales en las márgenes izquierda y derecha. Las concentraciones de descarga y su ubicación están basadas en las tablas 6.5 y 6.6.

Este escenario corresponde a un tipo de descargas típico en ese tramo del río Magdalena. Se puede apreciar en las figuras 6.10a y 6.10b que los valores más altos de temperatura se mantiene en la margen izquierda del río consecuencia de la velocidad de arrastre de su cauce. La descarga ubicada a la margen derecha del río no causa un gran impacto ni contribuye al incremento de la temperatura del agua en gran parte del río, ésta sólo afecta una pequeña parte próxima a la zona de la descarga.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



(a)



(b)

Figura 6.10. Plano de concentración de temperatura. Descargas puntuales laterales.

En los perfiles generados para este escenario, obviamente los mayores valores de la temperatura se encuentran en la curva obtenida para la margen izquierda, debido a que las descargas se producen en ésta parte del río.

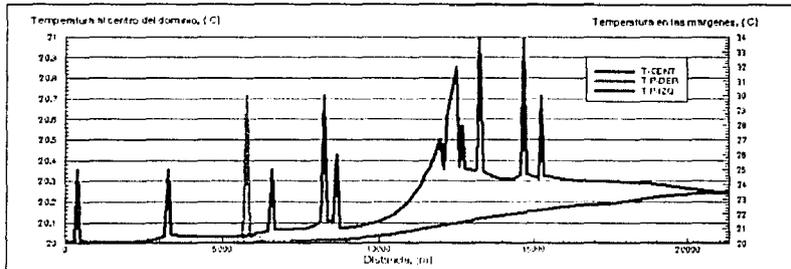


Figura 6.11. Perfiles de temperatura, descargas puntuales laterales.

Los perfiles en las márgenes generados para éste escenario muestran un comportamiento acorde a las descargas establecidas, presentando picos en cada uno de los puntos en los que se introduce descarga para finalmente tender a un decrecimiento en los valores de la

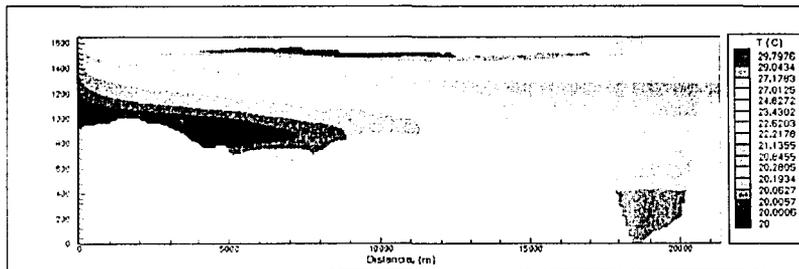
temperatura. El perfil obtenido para el centro del dominio muestra un incremento en su valor, debido naturalmente a las descargas que se han introducido a lo largo del tramo en consideración.

◆ Escenario 3

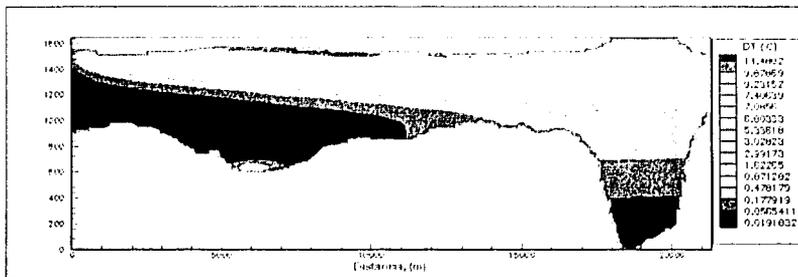
El otro escenario de descarga implementado en estas simulaciones, considera descargas difusas y puntuales en la margen izquierda del río, debido a que esta es una de las formas de descarga típicas que se presenta en este último tramo del río Magdalena. Los valores de la descarga difusa varía 25 °C, incrementándose hasta llegar a 35 °C; su ubicación está desde el Km 1.0 hasta el Km 10.0, que es el sector en donde se localiza la ciudad de Barranquilla.

En las figura 6.12 y 6.13 se aprecia la evolución de la temperatura con estas descargas y su respectivos perfiles.

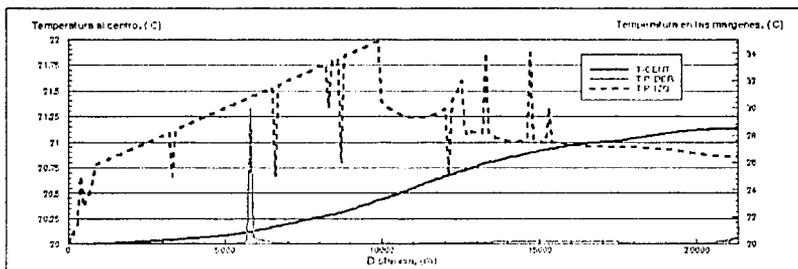
En el plano de concentraciones ilustrado en las figuras 6.9a y 6.9b se aprecia como las descargas de temperatura tienen mayor influencia en gran parte del río, contribuyendo a una variación de la temperatura natural del mismo. En este caso, la descarga ubicada a la margen derecha, tiene una mayor influencia, ya que su efecto se combina con los efectos de la descargas difusas y puntuales de la margen izquierda.



(a)



(b)

**Figura 6.12.** Plano de concentración de temperatura. Descargas puntuales y difusas.

**Figura 6.13.** Perfiles de concentración, descargas puntuales y difusas.

En los perfiles presentados en la figura 6.13 se aprecia que para la margen izquierda existe una zona compuesta por la descarga difusa en combinación con las descargas puntuales, donde se llega al máximo valor de temperatura, seguido por una notable disminución en busca de la temperatura natural del agua. La temperatura al centro del dominio, presenta nuevamente un leve incremento causado por las descargas introducidas en la márgenes.

#### 6.4.2 El campo de salinidad

De acuerdo a las condiciones particulares del tramo estudiado, principalmente el hecho de que sea el último tramo del río Magdalena y por lo cual se tenga en cuenta su desembocadura, hace que se considere la simulación de la salinidad de una manera muy específica.

Las condiciones propuestas para la simulación de la salinidad son las siguientes:

- ◆ Acueducto Barranquilla  $S=0.02$  (g/L)

- ◆ Puerto Colombia  $S=0.30$  (g/L)
- ◆ Salinidad del mar  $S=35$  (g/L)

En este caso se observa como la salinidad del mar influye en una pequeña zona del río, manteniendo valores que sobrepasan las concentraciones naturales de salinidad en agua dulce. Ésta parte puede considerarse como la zona estuario del río en la que hay presencia de agua marina y agua dulce del río.

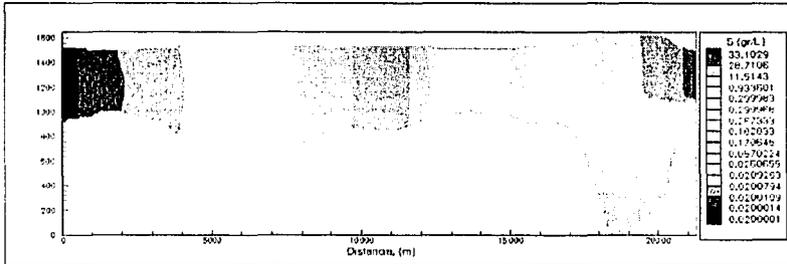
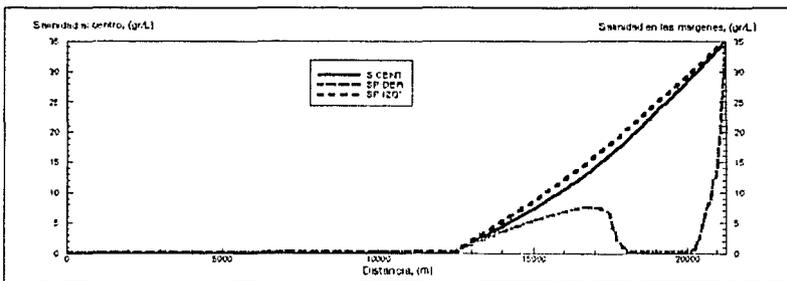


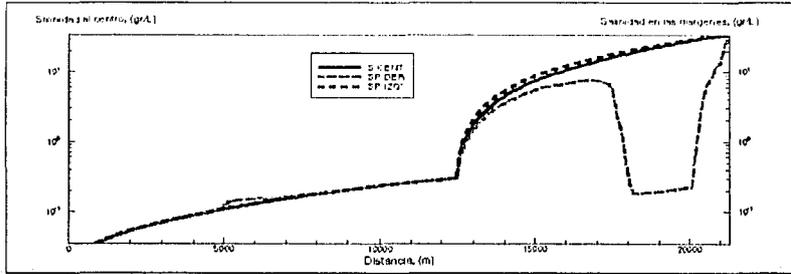
Figura 6.14. Plano de concentración de la salinidad.

En las figuras 6.15a y 6.15b se ilustran los perfiles de salinidad en escala normal y escala logarítmica, respectivamente. En estas gráficas es claro como se inicia un incremento de la salinidad al llegar al Km 13.0 aproximadamente, hasta alcanzar la concentración de salinidad del mar en la frontera final del dominio de estudio.



(a)

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



(b)

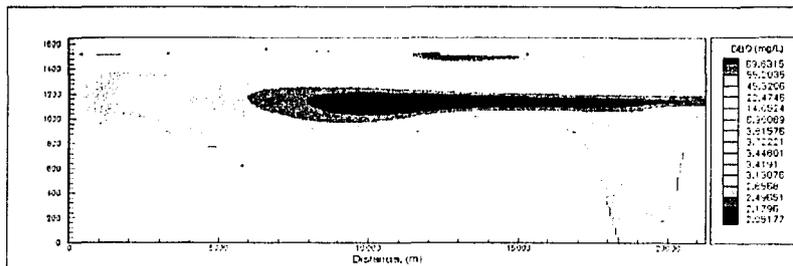
**Figura 6.15.** Perfil de salinidad. (a) Escala normal; (b) Escala semi-logarítmica.

### 6.4.3 Simulación de la DBO y OD

A continuación se presentan los resultados de la simulación de la DBO y OD con diferentes tipos de descarga.

#### ◆ Escenario 1

En la figura 6.16 se aprecian descargas puntuales de DBO ubicadas en la margen izquierda y derecha del tramo. En la figura 6.17 se observa el comportamiento del oxígeno disuelto resultante de las descargas de DBO introducidas. El plano de concentraciones de DBO presentado en la figura 6.16 muestra que los mayores valores de DBO se encuentran en la zona de las descargas industriales, esto se debe a la cercanía entre las descargas en esta zona y además por la alta concentración que tiene la descarga de la industria de refrescos que ahí se ubica. Comparando la figura 6.17 con la 6.16 se puede observar el comportamiento típico del OD, esto es, que en las zonas donde la concentración de DBO es más alta, la concentración de OD es menor y viceversa.


**Figura 6.16.** Plano de concentraciones de la DBO, descargas puntuales.

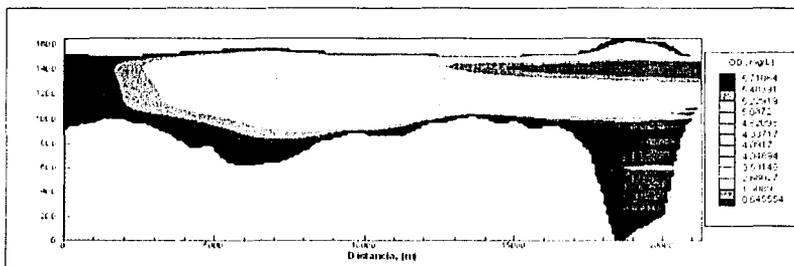


Figura 6.17. Plano de concentraciones de OD.

En los perfiles presentados en la figura 6.18, se observa como la DBO al centro del dominio comienza con una disminución debido a las descargas introducidas, para luego incrementarse lentamente suponiendo una activación de la depuración natural del río hasta alcanzar una estabilización de la calidad del agua. Para el OD no se aprecia una recuperación de su concentración, lo cual puede significar que se requiere de un mayor tiempo de simulación para poder apreciar este hecho.

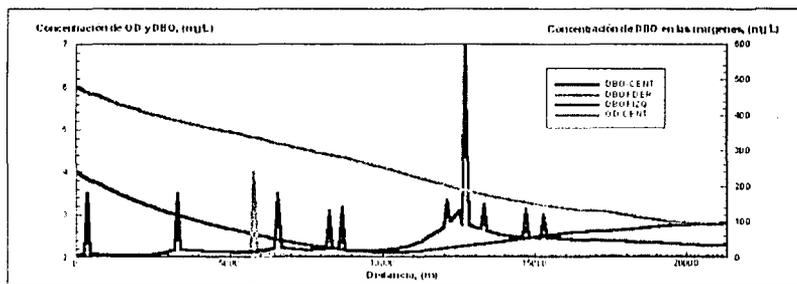


Figura 6.18. Perfiles de DBO y OD.

◆ Escenario 2

TECNO CON  
FALLA DE ORIGEN

Los resultados presentados en la figura 6.19 consideran dos descargas uniformes a lo ancho del río ubicadas en los lugares representativos de la bocatoma del acueducto de Barranquilla y el de Puerto Colombia, las cuales ya fueron descritas anteriormente. Las concentraciones empleadas en esta simulación fueron de 14 y 11 mg/L de DBO, respectivamente.

En la figura 6.19 se muestra el comportamiento de la DBO con las descargas uniformes. El comportamiento presentado en este caso es bastante normal, apreciándose una disminución

en la concentración de la DBO con la distancia, y mostrando un incremento en el punto de la segunda descarga para luego continuar con el decaimiento.

La frontera final del dominio se ha dejado abierta, suponiendo que el río está entrado al mar, ya que de esta manera es que se presenta en la realidad, matemáticamente esta frontera se conoce como de tipo Newman. En la figura 6.20 para el OD, se observa con mayor claridad éste fenómeno de entrada del río hacia el mar, suponiendo que a partir de la frontera final seguiría el mar, que es el caso en cuestión.

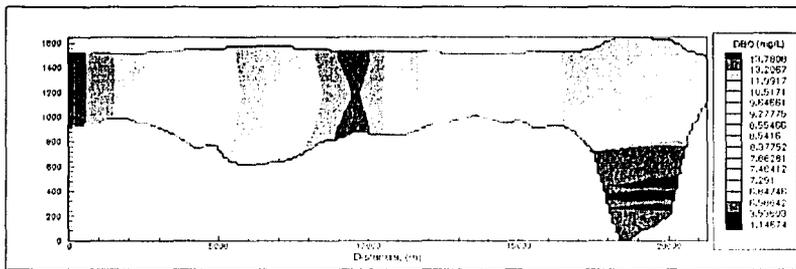


Figura 6.19. Plano de concentraciones de la DBO, descarga uniforme.

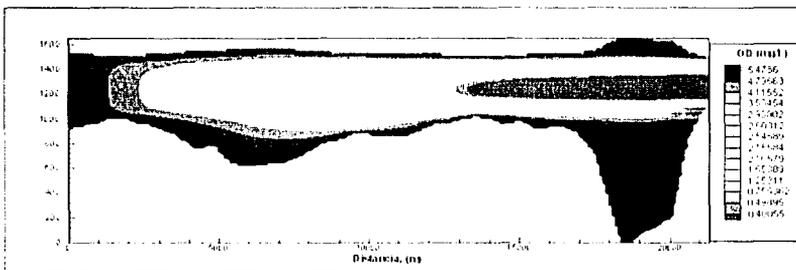


Figura 6.20. Plano de concentraciones de OD, descarga uniforme.

En los perfiles presentados en la figura 6.21, se observa como se genera un incremento en la concentración de DBO justo en el sitio donde se produce la segunda descarga, asimismo se observa que la concentración de la DBO tienen el mismo comportamiento al centro y en la margen izquierda, con algunas variaciones para la margen derecha. El OD sigue una tendencia de agotamiento y no se alcanza a apreciar una recuperación debido al tiempo de simulación implementado.

TRABAJOS CON  
 FALLA DE ORIGEN

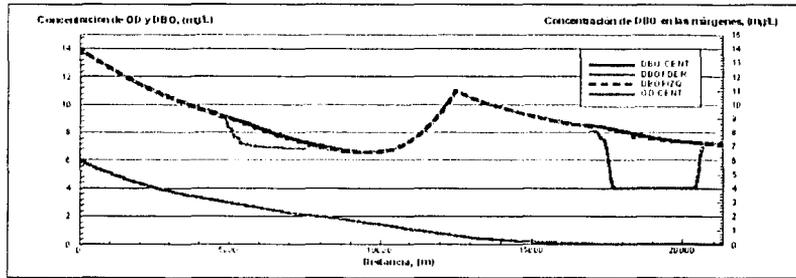


Figura 6.21. Perfiles de DBO y OD, descargas uniformes.

#### 6.4.4 Simulación del nitrógeno y fósforo orgánico

##### ◆ Escenario 1

Descargas puntuales en ambas márgenes del río. Los resultados de estas simulaciones, se aprecian en las figuras 6.22 a la 6.25.

El comportamiento presentado es típico de estos parámetros; la concentración natural del nitrógeno y del fósforo es alterada debido a las descargas introducidas en las márgenes izquierda y derecha del río. Naturalmente, la zona que presenta mayor contaminación es la que comprende las industrias químicas de sales y bases, ya que estos elementos son insumos básicos para los procesos de producción de químicos.

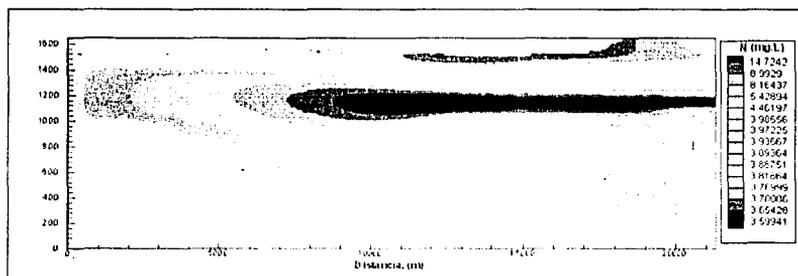


Figura 6.22. Plano de concentraciones de nitrógeno orgánico, descargas puntuales.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

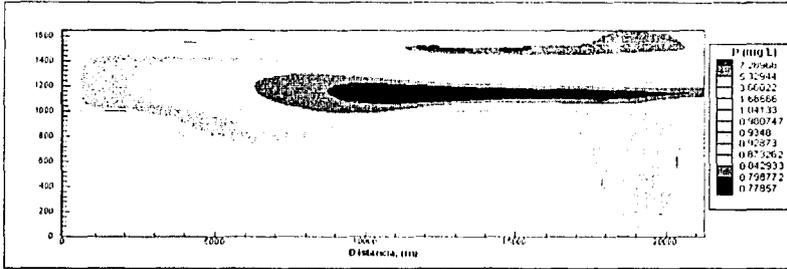


Figura 6.23. Plano de concentraciones de fósforo orgánico, descargas puntuales.

En los perfiles presentados en las figuras 6.24 y 6.25, se aprecia como las descargas laterales afectan la concentración natural de los parámetros modelados.

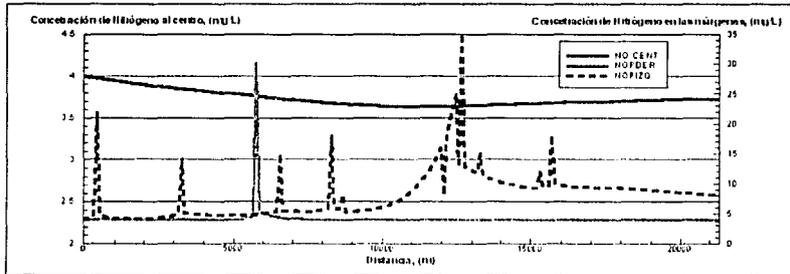


Figura 6.24. Perfiles de NO, descargas puntuales laterales.

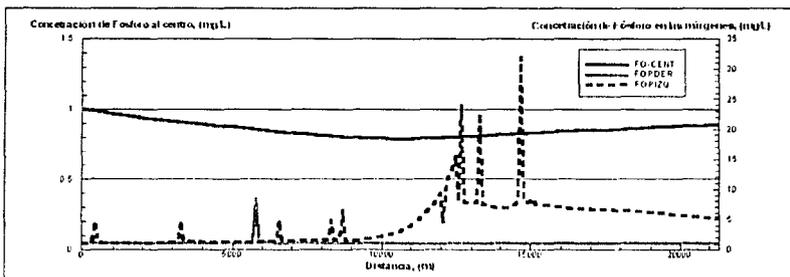


Figura 6.25. Perfiles de FO, descargas puntuales laterales.

### 6.4.5 Simulación de los Coliformes fecales

La simulación de los coliformes fecales se llevó a cabo con tres escenarios de descarga diferentes:

◆ Escenario 1

En el primer escenario (figuras 6.26 y 6.27), se manejaron varias descargas puntuales laterales, que representan las descargas generadas por la ciudad de Barranquilla a todo lo largo de la margen izquierda del río Magdalena. Para esta simulación sólo se consideraron las descargas de tipo doméstico y arroyos naturales; las descargas de tipo industrial no fueron consideradas.

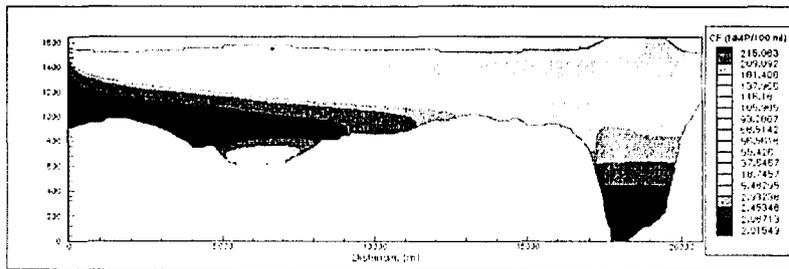


Figura 6.26. Plano de concentraciones de coliformes fecales, descargas puntuales laterales.

En la figura 6.27 se presentan los perfiles generados para este escenario de descarga. Se nota claramente como el nivel de coliformes en el centro del río aumenta hasta alcanzar aproximadamente unos 15.000 NMP/100 ml de coliformes, fenómeno debido obviamente a las descargas introducidas en las márgenes del río. Los perfiles para las márgenes derecha e izquierda siguen un comportamiento forzado por las mismas descargas, por lo que se observan los picos en cada punto donde se introduce una descarga.

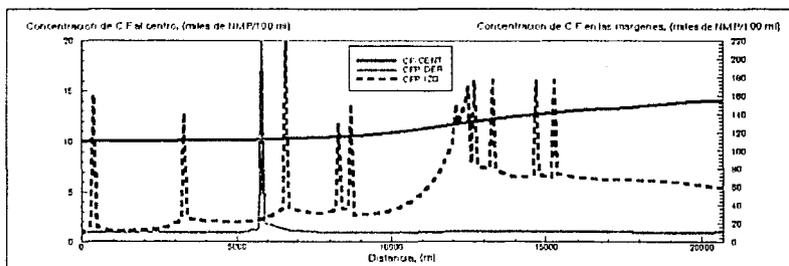


Figura 6.27. Perfiles de concentración de coliformes fecales, descargas puntuales laterales.

TRABAJOS CON  
FALLA DE ORIGEN

◆ Escenario 2

En el segundo escenario, mostrado en las figuras 6.28 y 6.29, se ejecutó la simulación de una descarga uniforme transversal al inicio del dominio de estudio con una concentración de coliformes fecales de 206.000 NMP/100 ml, que es la concentración promedio medida en la bocatoma del acueducto de Barranquilla para el año de 1998; con este escenario de descarga se hizo una comparación objetiva del modelo con la medición de coliformes reportados para el sector de la bocatoma del acueducto de Puerto Colombia, encontrándose un resultado bastante satisfactorio en el ajuste del modelo con la medición de campo.

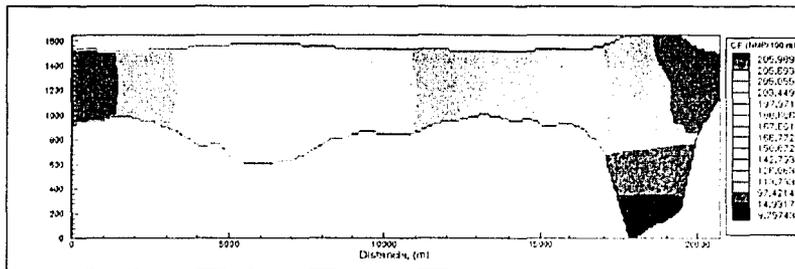


Figura 6.28. Plano de concentraciones de coliformes fecales, descarga uniforme transversal.

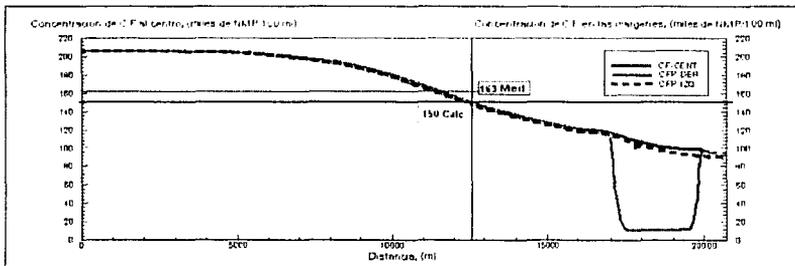


Figura 6.29. Perfiles de concentración de coliformes fecales, descarga uniforme transversal.

Como se observa en los perfiles de la figura 6.29 el nivel calculado de coliformes que se obtiene en el punto de la bocatoma del acueducto de Puerto Colombia se encuentra un poco bajo con respecto al medido en campo. La explicación de éste comportamiento puede ser el hecho de que en el ejemplo sólo se coloca una descarga al inicio del tramo, suponiendo que en todo el trayecto hasta la bocatoma de Puerto Colombia el río no sufre ninguna descarga, cosa que no ocurre en la realidad. Si se introdujera una descarga representativa en medio de los dos puntos mencionados, se obtendría un mejor resultado en la simulación.

◆ Escenario 3

En el tercero (figuras 6.30 y 6.31), se fijó una descarga uniforme a todo lo ancho del río en el inicio del tramo, que representa la bocatoma del acueducto de Barranquilla y otra en el Km 12,6, representando la bocatoma del acueducto de Puerto Colombia, con valores de 206 y 165 NMP/100 ml, respectivamente. Estos valores fueron reportados por Escudero (2001).

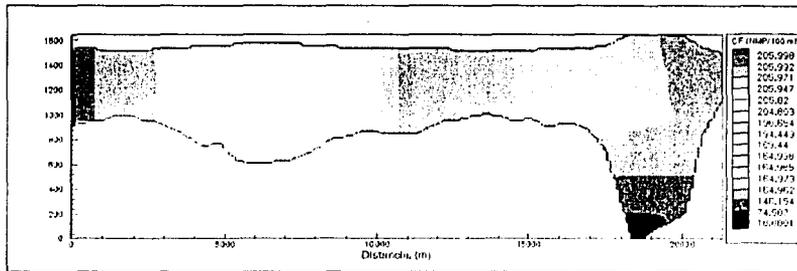


Figura 6.30. Plano de concentraciones de coliformes fecales, descargas transversales.

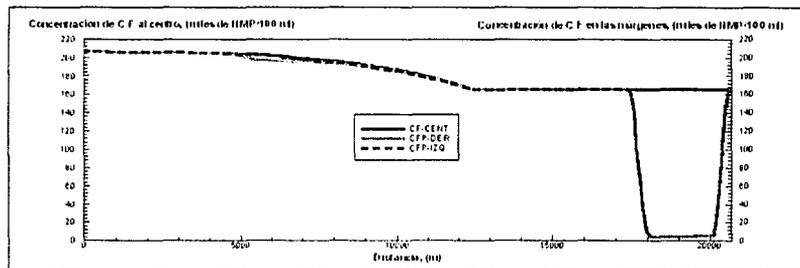


Figura 6.31. Perfiles de concentración de coliformes fecales, descargas transversales.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

6.4.6 Simulación de los metales pesados

Es de gran importancia considerar el comportamiento de algunas sustancias tóxicas típicas del agua residual generada por las industrias, lo que permita conocer en que medida pueden estas sustancias afectar la calidad del agua y la salud humana, debido a que en este mismo tramo se encuentra la bocatoma del acueducto de Barranquilla y la del municipio de Puerto Colombia. Los metales evaluados en este trabajo son el Hierro, Zinc, y Manganeso, no se evaluaron otros metales porque la gran mayoría de las concentraciones medias es inferior al limite de detección del método de análisis.

◆ Escenario 1

Se presentan descargas puntuales en ambas márgenes del río. Las concentraciones de las descargas son meramente hipotéticas y no tienen relación alguna con los valores de las concentraciones descargadas realmente. En éste escenario se puede ver como la concentración de metales va aumentando hacia la parte final del río, estos es, hacia la desembocadura, debido a la aportación considerable por parte de las industrias ubicadas al final del tramo.

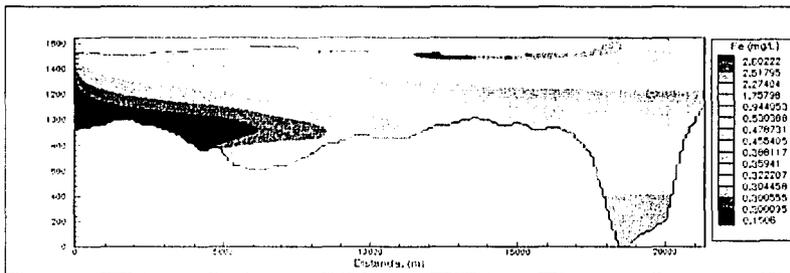


Figura 6.32. Plano de concentraciones del Hierro.

En los perfiles presentados en la figura 6.33, se observa como la concentración de hierro al centro del río se incrementa levemente luego de introducidas las descargas a lo largo del tramo de estudio. El incremento en la concentración de hierro al final del dominio en la zona central del río es de apenas 0.12 mg/L. Valor que no resulta preocupante para la calidad hídrica de río.

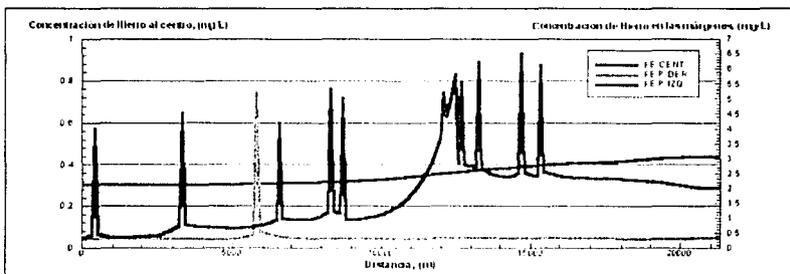


Figura 6.33. Perfiles de concentración del Hierro.

A diferencia de lo que sucede con el hierro, el zinc presenta un incremento un poco más alto con respecto a la concentración del elemento, a causa de las descargas que se generan a lo largo del trayecto. No obstante, el perfil de concentración al centro del río muestra valores poco preocupantes de aproximadamente 2.8 mg/L, ya que la normatividad colombiana permite un máximo de 15 mg/L de zinc en el agua para abastecimiento de acueducto.

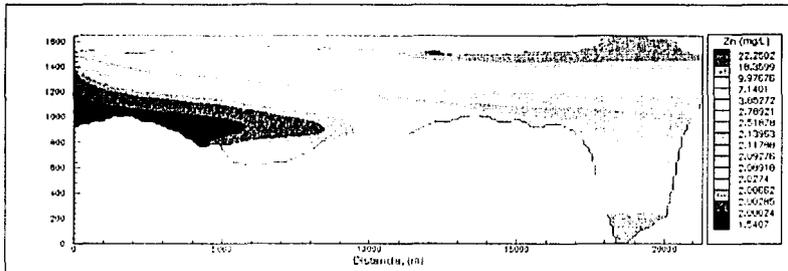


Figura 6.34. Plano de concentraciones del Zinc.

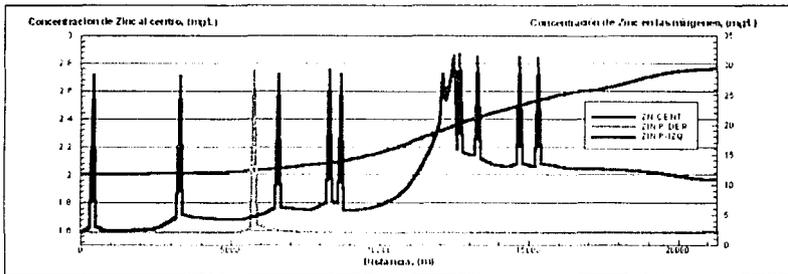


Figura 6.35. Perfiles de concentración del Zinc.

Al igual que los resultados de los anteriores metales, el manganeso no registra valores preocupantes para la calidad del agua del río Magdalena, ni para la salud humana, aunque si rebasa los límites de la normatividad en las zonas cercanas a las descargas de aguas residuales, pero como se observa en las figuras 6.36 y 6.37, el metal es rápidamente diluido a tal punto en que en la zona central del río no presenta concentraciones significativas.

TRABAJOS CON  
FALLA EN EL PROCESO

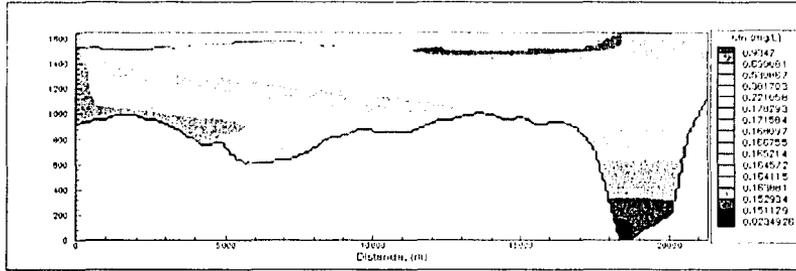


Figura 6.36. Plano de concentraciones del Manganeso.

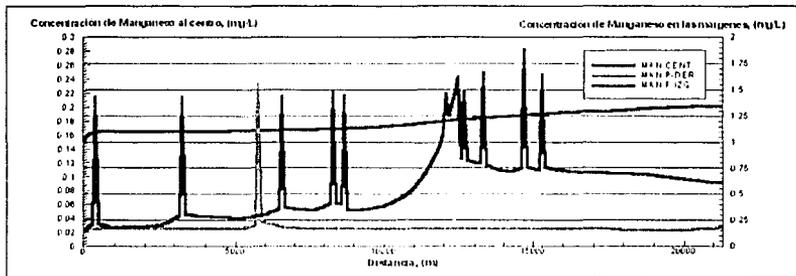


Figura 6.37. Perfiles de concentración del Manganeso.

◆ Escenario 2

De la figura 6.38 a la 6.43, se muestra un escenario con una descarga transversal a todo lo ancho del río en el inicio del tramo, que representa la bocatoma del acueducto de Barranquilla y otra en el Km 12.6, representando la bocatoma del acueducto de Puerto Colombia, los valores de las descargas para el hierro: 1.6 y 2.7 mg/L; zinc: 0.82 y 0.38 mg/L; manganeso: 0.46 y 0.54 mg/L, respectivamente. Las concentraciones anteriores fueron reportadas por Escudero (2001).

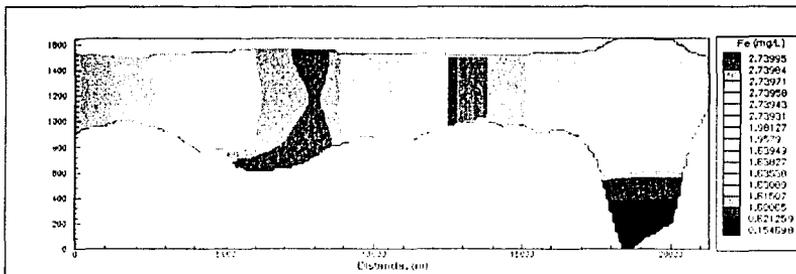


Figura 6.38. Plano de concentraciones del Hierro.

TITULO: CALIDAD DEL AGUA  
 FOLIO: 159

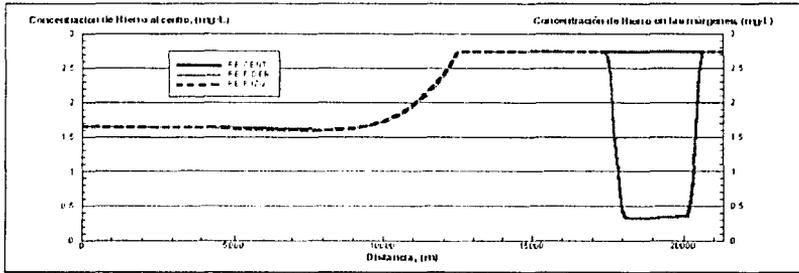


Figura 6.39. Perfiles de concentración del Hierro.

En las figuras 6.38 y 6.39, la concentración de hierro aumenta hacia el final del tramo, lo que se explica por las industrias ubicadas al final del tramo, principalmente las industrias químicas, ya que sus actividades incluyen la utilización del hierro para la fabricación de sus productos. La concentración en ese tramo se mantiene constante sin apreciarse una disminución para los perfiles de las márgenes izquierda y al centro, y para el perfil de la margen derecha, se aprecia una significativa disminución en la zona donde la sección del río aumenta.

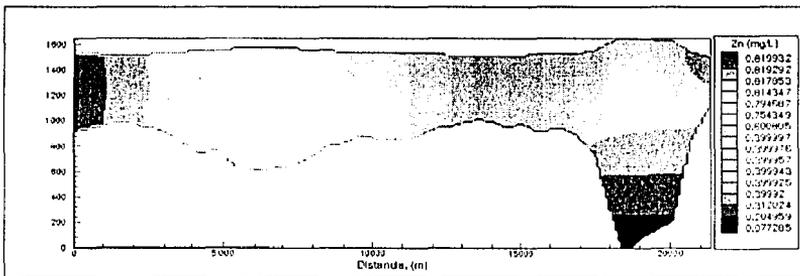


Figura 6.40. Plano de concentraciones del Zinc.

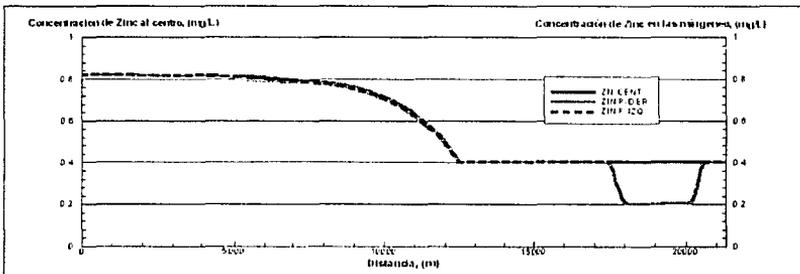
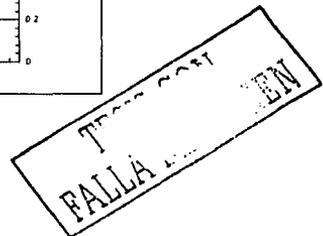


Figura 6.41. Perfiles de concentración del Zinc.



En las figuras 6.40 y 6.41 se observa la evolución de la concentración del zinc, la cual disminuye hacia la parte final del tramo estudiado. Como ya se mencionó las concentraciones impuestas han sido tomadas de mediciones en campo (Escudero, 2001), por lo que se infiere que el zinc no está presente ni es descargado en cantidades considerables en la zona con mayor numero de industrias ubicadas a la margen izquierda del río y por el contrario, su concentración es mayor en el trayecto donde se encuentra emplazada la ciudad de Barranquilla.

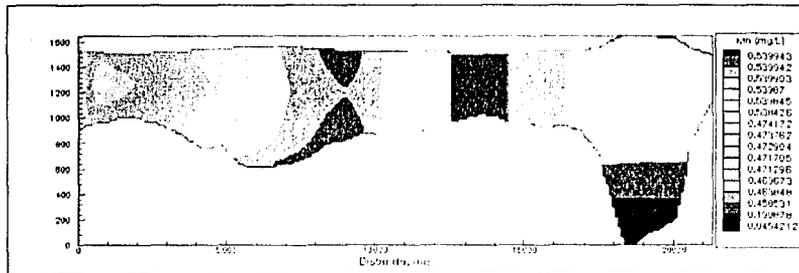


Figura 6.42. Plano de concentraciones del Manganeso.

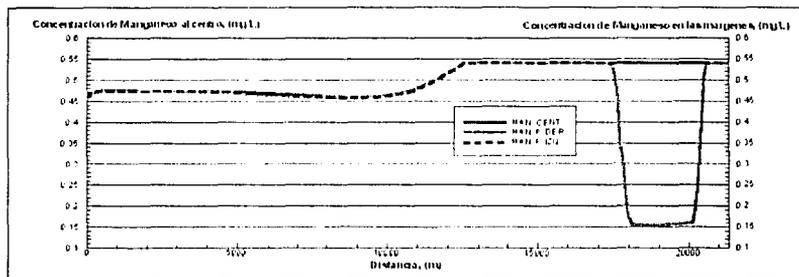


Figura 6.43. Perfiles de concentración del Manganeso.

El manganeso presenta un comportamiento similar al del hierro, aunque la diferencia de concentraciones es menor con respecto a los dos puntos de muestreo considerados. Sin embargo, sucede nuevamente que en la zona industrial se presenta una mayor concentración de manganeso, que puede explicarse si éste es descargado por alguna o algunas de las industrias ubicadas en esa zona. Hacia la parte final del tramo se mantiene un nivel casi constante en la concentración, con una disminución inapreciable en la margen izquierda y al centro del dominio, contrariamente a lo que sucede con la margen derecha donde se presenta una disminución importante en la concentración.

# CAPITULO 7

## CONCLUSIONES Y PESPECTIVAS

TRABAJO CON  
FALLA DE ORIGEN

### 7.1 Conclusiones

- ◆ El modelo ANAITE desarrollado en este trabajo, demuestra una gran versatilidad para reproducir la hidrodinámica y el transporte de escalares de una corriente unidimensional y/o bidimensionalmente y puede ser aplicado con gran facilidad a cualquier sistema con variación irregular o de sección constante.
- ◆ El módulo de calidad del agua del ANAITE maneja con facilidad diferentes tipos de descargas, ya sean éstas descargas difusas, puntuales o transversales en todo el dominio, como se vio en los capítulos 5 y 6.
- ◆ ANAITE requiere de poca información para su ejecución, lo que representa una gran ventaja para ser aplicado en situaciones en las que la disponibilidad de datos es insuficiente, siendo estas situaciones las que se presentan más a menudo.
- ◆ El programa desarrollado permite la visualización de los resultados sólo en forma tabular. Por lo tanto, al no presentar gráficamente los resultados, se considera esto como una limitación actual del modelo.
- ◆ Debido a que los modelos bidimensionales son cada vez más usados, especialmente en ríos grandes donde la aproximación unidimensional es cuestionable, el modelo ANAITE

se revela como una herramienta a la vanguardia de los avances en modelos de calidad del agua y contempla el estado del arte de la modelación actual.

- ◆ De acuerdo a las comparaciones realizadas en este trabajo entre el ANAITE y modelos reconocidos internacionalmente como el QUAL2E y el HEC-RAS, se observó que el modelo desarrollado se ajusta favorablemente y con gran rapidez a los resultados arrojados por esos modelos, convirtiéndose en una herramienta útil para el análisis de información y apoyo en la toma de decisiones técnicas y administrativas.
- ◆ En cuanto a su aplicación al río Magdalena, el ANAITE se reveló como una herramienta apropiada considerando aspectos complejos que presenta el río, como su geometría irregular y la variación de velocidades en la dirección longitudinal, aspectos que no son considerados actualmente en el análisis del comportamiento de la calidad del agua del río Magdalena.

## **7.2 Perspectivas**

- ◆ El modelo ANAITE que se ha desarrollado puede llegar a convertirse en una herramienta importante para la toma de decisiones ambientales y administrativas en el sistema del río Magdalena en su último tramo, ya que ésta zona se encuentra en constante crecimiento y se tiene contemplada la ejecución de proyectos de concernientes a la recuperación ecológica del río.
- ◆ El ANAITE puede ser implementado de manera fácil, rápida y económica por autoridades ambientales locales en el control de descargas de las industrias ubicadas a la ribera del río Magdalena.
- ◆ El ANAITE es un modelo que actualmente se maneja en un ambiente poco amigable al usuario, por lo cual se contempla la creación de un sistema de ventaneo tipo ambiente Windows, para permitir a los usuarios un manejo y manipulación de datos sencillo.
- ◆ Entre los pasos a seguir en el desarrollo del ANAITE está la realización de una interfase gráfica que facilite a los usuarios la visualización de los resultados y acoplarlo a un sistema de información geográfica (SIG), de acuerdo a la necesidad de desarrollar

sistemas de administración de datos ambientales adecuados y confiables, que puedan ser de fácil acceso para los analistas en un tiempo y a un costo razonable.

- ◆ Aprovechando la capacidad que tiene el modelo ANAITE de adaptarse a diferentes estados, se pasará del estado permanente a completamente dinámico para que pueda considerar variaciones de un hidrograma de lluvia - escurrimiento y las variaciones de la marea.
- ◆ Actualmente, el programa trabaja los módulos de calidad del agua con coeficientes constantes tomados de literatura especializada en cada tema, pero tiene la capacidad y está dotado con las formulaciones necesarias para utilizar coeficientes variables calculados automáticamente por el mismo programa para cada sección del río.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

## GLOSARIO DE TERMINOS

**Advección:** Intercambio de energía, humedad o momento como resultado de una heterogeneidad horizontal. También se refiere al transporte debido al movimiento del volumen de agua que contiene el soluto.

**Aguas residuales:** Vertidos de núcleos urbanos, de industrias o de actividades agrarias, constituidos por agua y residuos procedentes del uso que se haya dado a aquella.

**Balance:** Nombre genérico que hace alusión a la proporción existente entre la energía absorbida y la consumida.

**Calibración:** Una comparación estadísticamente aceptable entre los resultados del modelo y la mediciones en campo.

**Cinética química:** Parte de la química que estudia las velocidades de reacción como base cuantitativa de la reactividad química.

**Concentración:** Relación entre la cantidad de soluto contenido en una disolución y la cantidad de disolvente.

**Conservación de la materia:** Principio que indica que la materia no puede crearse ni destruirse.

**Consistencia:** Una aproximación en diferencias finitas de una ecuación diferencial es consistente, si la ecuación en diferencia finita aproxima a la ecuación diferencial parcial como las diferencias se aproximan a cero.

**Contaminación:** Alteración de alguno de los elementos necesarios para la vida, tierra, agua o aire, o perturbación sobre los seres vivos que se origina como consecuencia de dicha alteración.

**Convección:** La transferencia de calor debida a la convección se relaciona con el cambio de energía que ocurre entre una superficie y un fluido adyacente.

**Convergencia:** En un modelo numérico, un esquema numérico computacional se dice que es convergente si las soluciones de las ecuaciones algebraicas discretas creadas por un proceso de discretización se aproximan a las soluciones de la ecuación diferencial original continua.

**Cortante:** Movimientos de superficies paralelas debido a una fuerza cortante en la que cambia la forma del cuerpo pero el volumen permanece igual.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Descarga:** Vertido de agua residual o de líquidos contaminantes durante un tiempo determinado.

**Difusión Molecular:** Es el transporte no advectivo debido a la migración de un soluto en respuesta a un gradiente de concentración. Esto puede ocurrir en el nivel molecular debido al movimiento Browniano, causando movimientos aleatorios de la molécula del soluto.

**Difusión Turbulenta:** Es el fenómeno de transporte de masa, que se describe como el mezclado debido a la presencia de turbulencia, provocado por las variaciones de velocidad y gradiente de concentración que se producen en las mismas.

**Dilución:** Acción de disminuir la concentración de un soluto en su disolvente.

**Discretización numérica:** Consiste en reemplazar las derivadas continuas por expresiones evaluadas en intervalos finitos de tiempo y espacio.

**Dispersión:** Es el mezclado y propagación del líquido emitido con el medio receptor, la cual depende de las características propias de los fluidos que interactúan.

**Entradas del modelo:** Funciones o constantes necesarias para correr el modelo, e.g. velocidad de flujo, concentraciones de entrada, temperatura, etc.

**Escenario:** Conjunto de circunstancias que se consideran en el entorno de una persona, de un suceso o de una situación.

**Estabilidad:** La estabilidad de un algoritmo es que a pequeños errores de los valores manejados se obtengan pequeños errores en los resultados finales.

**Eutrofización:** crecimiento desmedido de la materia vegetal, debido a un exceso de nutrientes en los medios acuáticos, que origina un aumento en la demanda de oxígeno.

**Fenómenos de transporte:** Transporte de material, energía y cantidad de movimiento. Su estudio conjunto constituye un cuerpo de doctrina básico en ingeniería.

**Flujo Laminar:** En el flujo laminar las partículas del fluido se mueven a lo largo de trayectorias suaves en laminas, o capas, con una capa deslizándose suavemente sobre una capa adyacente con solo un intercambio molecular de cantidad de movimiento. El flujo laminar es gobernado por la ley de viscosidad de Newton, que relaciona el esfuerzo cortante con la rapidez de deformación angular.

**Flujo Turbulento:** En el flujo turbulento, las partículas se mueven sobre trayectorias completamente erráticas, sin seguir un orden establecido. Existen pequeñas componentes de la velocidad en direcciones transversales a la del movimiento general, las cuales no son constantes sino que fluctúan con el tiempo, de acuerdo con una ley aleatoria, aún cuando el flujo general sea permanente.

**Fronteras físicas:** Son las fronteras que definen un cuerpo dentro del dominio de estudio.

**Fronteras libres:** Son las fronteras ubicadas arbitrariamente de acuerdo a la conveniencia del estudio, y no definen un cuerpo físico sino que delimitan el área de dicho estudio.

**Fuente continua:** Punto, línea o zona en donde la masa de energía se añade a un sistema de modo continuo.

**Fuente Puntual:** fuentes que vierten sustancias contaminantes a través de un foco localizado, como por ejemplo los desagües con aguas residuales urbanas o industriales.

**Hidrodinámica:** Parte de la mecánica que estudia los fluidos en movimiento y sus interacciones con las superficies que los limitan.

**Malla de calculo:** Es la división espacial mediante la cual se obtienen los nodos de cálculo para la resolución de las ecuaciones en espacios finitos.

**Mezclado:** Agrupación de varias sustancias sin interacción química entre ellas.

**Modelo de entrada y salida:** Modelo en el que los datos disponibles son, por una parte, los controles o entradas que se aplican al sistema y, por otra, las variables de respuesta o salidas.

**Modelo:** Esquema conceptual susceptible de tratamiento físico o matemático, que interpreta o predice el comportamiento de un sistema en el que se desarrolla un fenómeno determinado.

**Modelos matemáticos:** Una formulación cuantitativa idealizada que representa la respuesta de un sistema físico a estímulos externos.

**Movimiento Browniano:** Movimiento incesante de las partículas coloidales causado por el choque de las moléculas de la fase líquida, el cual se puede visualizar mediante iluminación adecuada en el microscopio.

**Numero de Peclet:** Numero adimensional que representa la relación entre los flujos de calor transmitidos por convección y conducción,  $Pe = Re Pr$ .

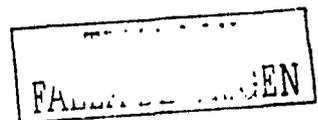
**Numero de Reynolds:** El numero de Reynolds ( $VD\rho/\mu$ ) es la razón de las fuerzas inerciales a las fuerzas viscosas.

**Numero difusivo:** Es el producto del coeficiente de difusión real por un incremento de tiempo dividido por el cuadrado de un incremento de desplazamiento.

**Parámetros:** Coeficientes que formulan ecuaciones de balance de masas (constante de velocidad, de equilibrio, relaciones estequiométricas).

**Partícula:** Cantidad muy pequeña de materia con entidad propia: electrón, protón, neutrón.

**Reacción:** Acción reciproca entre sustancias o transformación de una sustancia por agentes externos, para dar lugar a otras diferentes de las primitivas.



**Reacciones Biológicas:** Son las reacciones llevadas a cabo por los microorganismos, siendo necesario para que estas puedan realizarse, el adecuado desarrollo de los microorganismos.

**Reacciones bioquímicas:** Son las reacciones químicas que se desarrollan en el interior de los seres vivos; estas generalmente son catalizadas por medio de enzimas.

**Sedimentación:** Decantación por gravedad de las partículas sólidas de una suspensión.

**Simulación:** Uso del modelo sin datos de entrada (pueden ser entradas hipotéticas). No requiere de calibración ni verificación.

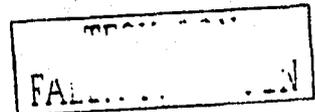
**Transporte:** Modo de cambio de coordenadas en el espacio (en cualquier dirección) y en el tiempo (cambio local).

**Validación:** Aceptación científica de que (1) el modelo incluye a todos los procesos más importantes, (2) los procesos han sido formulados en forma directa y (3) el modelo describe los fenómenos observados para el uso propuesto.

**Variables de estado:** Las variables dependientes que son modeladas (aquí, concentraciones de las sustancias).

**Verificación:** Una comparación estadísticamente aceptable entre los resultados del modelo y un conjunto de mediciones en campo diferentes a las que se utilizaron para calibrar el modelo.

**Volumen de control:** Es la delimitación espacial donde se realizará la resolución de ecuaciones. Considerando como referencia el sistema cartesiano, el volumen de control tiene dimensiones  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$ , las cuales en el límite, expresan condiciones en un punto  $x$ ,  $y$ ,  $z$ .



## REFERENCIAS

- CRA (Corporación Autónoma y Regional del Atlántico), (1998) Plan de manejo ambiental de las áreas de influencia de los proyectos termoeléctricos, TEBSA, TERMOFLORES y ELECTRIFICADORA DEL ATLÁNTICO S.A., Barranquilla.
- Beck, M. (1987), Water Quality Modeling: a review of the analysis of uncertainty. *Wat. Resour. Res.*, 23(8), 1393-1442.
- Berezowsky M. y Ramírez H., (1985), Calibración de la rugosidad a lo largo del río Colorado, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Boling, R., Petersen, R. y Cummins K. (1975), Ecosystem modeling for small woodland streams: *Systems Analysis and Simulation in Ecology*, B.C. Patten (ed.), Vol. III, Academic Press, New York, 183 - 204.
- Bowie, G., et al. (1985), *Rates, Constants, and Kinetics Formulations in Surface Water Quality Modeling (2<sup>da</sup> Ed)*, U.S. Environmental Protection Agency, Athens, Georgia.
- Brown, L. y Barnwell, T. (1987), *The enhanced stream water quality models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS: Documentation and User Manual*, Report EPA/600/3-87/007, U.S. EPA, Athens, GA, USA.
- Calow, P, Petts G. (1994), *The River Handbook: Hydrological and Ecological Principles*. Vol. II, Blackwell Science, Oxford.
- Casulli V. y Cheng R. (1992), *Semi-implicit Finite Difference Methods for Three-dimensional Shallow Water Flow*, International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 15, 629-648.
- Cerco, C. y Cole, T. (1995), *User's guide to the CE-QUAL-ICM three dimensional eutrophication model, release version 1.0*, Technical Report EL-95-15, US Army Eng. Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, USA.
- Chapra, Steven C. (1997), *Surface Water-Quality Modeling*. McGraw-Hill, Universidad de Colorado.
- Chow V. T. (1994), *Hidráulica de Canales Abiertos*, McGraw-Hill, Trad. Saldarriaga, J., Bogotá.
- Comisión Federal de Electricidad (1980), *Manual de Diseño de Obras Civiles: Esguerrimiento a Superficie Libre*, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
- Comisión Federal de Electricidad (1981), *Manual de Diseño de Obras Civiles: Hidráulica Fluvial*, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
- Crabtree, RW, Cluckie ID, Forster CF, Crockett CP. (1987), *Mathematical Modeling Requirements for River Quality Control*. Water Pollution Control 86(1): 51-8.
- Decreto 1594 de 1984 Colombia, por el cual se reglamenta parcialmente el Título I de la Ley 9 de 1979, así como el Capítulo II del Título VI -Parte III- Libro II y el Título III de la Parte III -Libro I- del Decreto-Ley 2811 de 1974 en cuanto a usos del agua y residuos líquidos.
- Elder, J. (1959), *The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow*. *J. Fluid Mech.*, 5:4, 544-560.

- Elhadi, N., et al. (1984), *River Mixing: A State of the Art Report*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 11, No. 11, pp. 544-560.
- Fischer, Hugo, et al. (1979), *Mixing in Inland and Coastal Waters*, Academic Press, New York.
- Fischer, Hugo B. (1968), *Methods for Predicting Dispersion Coefficients in Natural Streams, with Applications to Lower Reaches of the Green and Duwamish Rivers*, Washington, U.S. Geological Survey Professional Paper, 582-A.
- Florez, A, Gutiérrez, G. (1993), *Estudio de caracterización de las aguas del río Magdalena entre Malambo, Soledad y Las Flores*, Sociedad Colombiana de Ingeniería Química, Capitulo Atlántico, Barranquilla.
- García, Marcelo. (1996), *Hidrodinámica Ambiental*, Imprenta Lux, Argentina.
- Gerber, A. (1982), Review and Background. *Water Science and Technology* 14: 1045 – 52.
- Glover, R. (1964), *Dispersion of dissolved or suspended materials in flowing streams*, U.S. Geological Survey Professional Paper 433-K.
- Gonzalez J. y León L., *Estudio de trazado y calibración de modelo numérico en un tramo del río Lerma*, México, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Grimsrud, G, Finnemore, E, Owen, H. (1976), *Evaluation of Water Quality Models: a Management Guide to Planners*. EPA-600/5-76-004. US Environmental Protection Agency, Washington, DC.
- Gundelach J, y Castillo J. (1970), *Natural Stream Purification Under Anaerobic Conditions*, *J. Water Poll. Contr. Fed.* 48(7):1753-1758.
- Hahn, J. y Escudero, A. (1986), *Memorias del Foro sobre Contaminación del Río Magdalena y sus Alternativas de Solución*, Ediciones Uninorte, Barranquilla.
- Henderson, F. (1966), *Open Channel Flow*, Macmillan Series in Civil Engineering, New York.
- James, A. (1993), *An Introduction to Water Quality Modeling*. 2° Ed., John Wiley & Sons, New York.
- Jobson, H. y Sayre, W. (1970), *Vertical transfer in open channel flow*, *J. Hydraul. Div., ASCE*, 96:3, 703-724.
- Johnson, R, et al. (1991), *Development and Verification of a Three-Dimensional Numerical Hydrodynamic, Salinity, and Temperature Model of Chesapeake Bay*, Vol. I, U.S. Army Engineer District, Baltimore.
- León V, Luis F. (1988), *Esquemas explícitos en la solución de la ecuación de dispersión*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, CNA.
- Liu, H. et al. (1977), *Predicting dispersion coefficient of streams*, *J. Env. Eng. Div., ASCE*, 103:1, 59-69.
- Manson R. y Wallis S. (2000), *A Conservative, Semi-lagrangian Fate and Transport Model for Fluvial Systems – I. Theoretical Development*, *Wat. Res.* Vol. 34, No 15, pp 3769-3777.
- Maskell J. (1991), *Hydrodynamic and physical considerations for water quality modeling*. In: *IWEM Water Quality Modeling Symposium, Harrogate*. The Institution of Water and Environmental Management, London.
- Maza, A. y García, M. (1984), *Hidrodinámica: Bases para hidráulica fluvial*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- McCutcheon, S. (1989), *Water Quality Modeling*. Vol. I, CRC Press, Boca Raton, FL, USA.

- McDowell, D. y O'Connor B. (1977), *Hydraulic Behaviour of Estuaries*, The Macmillan Press, London.
- Mestre E., Leon L., Martínez P. *Integral approach to water quality conservation in basins*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, CNA.
- Metcalf y Eddy. (1996), *Ingeniería de Aguas Residuales: tratamiento, vertido y reutilización*, Vol. 1, Mc GrawHill.
- Orlob, Gerald T. (1983), *Mathematical Modeling of Water Quality: Streams, Lakes, and Reservoirs*, John Wiley & Sons, Universidad de California, Davis.
- Petroni R. (2000), Desarrollo de un modelo bidimensional de calidad de agua, V-088, XXVII Congreso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental.
- Rauch, W., et al. (1998), *River Water Quality Modeling: I. State of the Art, Wat. Sci. Tech.*, 38 (11), 237-244.
- Reichert, P. y Wanner O. (1991), *Enhanced one-dimensional modeling of transport in rivers. J. Hyd. Eng.*, 117(9), 1165-1183.
- Salas, Henry J. (1984), *Criterios para seleccionar modelos de calidad de agua*, Hojas de divulgación técnica, CEPIS-OPS.
- Schnoor, Jerald L. (1985), *Environmental Modeling: Fate and Transport of Pollutants in Water, Air, and Soil*. Environmental Science and Technology, a Wiley-Interscience series of text and monographs.
- Shanahan et al. (2000), River Water Quality No 1: I. Modeling Approach, *Wat. Sci. Tech.*, 38(11), 245-252.
- Sotelo Gilberto. (1997), *Apuntes de Hidráulica II*, Departamento de Publicaciones de la Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Streeter, H. W., y Phelps, E. B.. (1925), *A Study of the pollution and natural purification of the Ohio River, III*. Factor concerned in the phenomena of oxidation and reaeration. US Public Health Service, Washington, DC, Bulletin 146, pag. 75.
- Thomann, R. y Mueller, J. (1987), *Principles of Surface Water Quality Modeling and Control*, Manhattan College, HarperCollins Publishers.
- Thomann, Robert. V. (1963), *Mathematical Model for dissolved oxygen*. Proceedings of American Society of Civil Engineers, Journal of Sanitary Engineering Division 89 (SA5): 1-30.
- Vanrolleghem, P. (1998), *River Water Quality Modeling: I. State of the Art. Wat. Sci. Tech.*, 38 (11), 237-244.
- Whitehead, P. (1984), *The Application of Mathematical Models of Water Quality and Pollutant Transport: an international intercomparison*. UNESCO, Water Sciences Division, SC-84/WS/10.
- Wlosinski, J. y Minshall, G. (1983), *Predictability of stream ecosystem model of various levels of resolution*. En: *Dynamics of Lotic Ecosystems*, T.D. Fontaine y S.M. Bartell (ed.), Ann Arbor Science, Chelsea, MI, USA, pp. 69 – 86.
- Wu-Seng Lung. (1993), *Water Quality Modeling: Application to Estuaries*, Vol. III, CRC Press, Florida.
- Yotsukura, N., y Cobb, E. (1972), *Transverse diffusion of solutes in natural streams*, U.S. Geological Survey Professional Paper 582-C.

## ANEXO A. RESULTADOS DE CARACTERIZACIONES EN EL RÍO MAGDALENA

En el mes de Noviembre de 1996 se realizaron determinaciones de la calidad del agua en la zona estuarina, arrojando los siguientes resultados promedio.

**Tabla A.1. Calidad de las aguas marinas y estuarinas**

Parámetros	Unidades	Ciénega Mallorquin	Punta Faro
pH		8,4	8,2
Conductividad	micromohs/cm	22000	28000
Temperatura ambiente	°C	32,2	32,2
Temperatura agua	°C	30	28,8
Salinidad	g/l	13	18
Alcalinidad	mg/l	3,5	5
Mn	mg/l	50,5	38
Dureza total	mg/l	3,906	2250
Amonio: NH <sub>4</sub>	mg/l	0,4	0,45
Nitrógeno amoniacal NH <sub>3</sub>	mg/l	0,37	0,43
Sulfatos: SO <sub>4</sub>	mg/l	678,7	772,2
Nitratos: NO <sub>3</sub>	mg/l	0,38	0,43
Hierro: Fe	mg/l	0,082	0,27
Mercurio: Hg	mg/l	0	0
Grasas y aceites	mg/l	0	0
Sólidos totales	mg/l	9,953	15,369
Sólidos totales disueltos	mg/l	1,129	1,562
Sólidos en suspensión	mg/l	8,823	13,786
Fosfatos:	mg/l	0,3	0,061
Cloruros:	mg/l	6,2	7800
Materia orgánica	mg/l	45,8	208,5
Oxígeno disuelto	mg/l	6,8	6,5
Turbiedad	ntu	2,5	100
Coliformes totales	nmp/100mls	110000	11000
Coliformes fecales	nmp/100mls	24000	9300

TRFIC CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla A.2. Calidad del agua cruda del río Magdalena en la bocatoma del acueducto de Barranquilla, 1998 - mayo 1999.

Datos transcritos de los producidos por la sociedad de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Barranquilla, Triple A.																						
Parámetro	Unidad	Valor Admisible	1998												1999					Valores relevantes		
			Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Min.	Máx.	Prom.
Cloruros	mg/L de Cl	250	12.8	15.9	18.9	15.8	12.5	11.7	12.4	11.6	11.1	12.0	12.8	9.9	10.9	9.7	9.0	10.2	8.3	8.3	18.9	12.1
DQO	mg/L de O <sub>2</sub>		22.3	22.3	22.7	22.0	22.0		32.0	14.0	13.0	23.0	29.0	18.0	14.0	13.0	14.0	26.0	21.0	13.0	32.0	20.5
Hierro	mg/L de Fe	0.3	1.3	1.2	0.9	1.3	1.6	1.5	1.3	1.2	1.2	1.3	1.3	1.1	1.3	1.3	1.2	1.6	1.2	0.9	1.6	1.3
Manganeso	mg/L de Mn	0.15	0.5	0.2	0.3	0.2	0.3	0.2	0.1	0.2	0.2	0.3	0.1	0.3	0.1	0.2	0.1	0.3	0.3	0.1	0.5	0.2
Nitratos	mg/L de NO <sub>3</sub>		0.5	0.5	0.6	0.6	0.5	0.7	1.1	0.5	1.5	0.8	0.7	0.6	0.3	0.5	0.7	1.0	1.1	0.3	1.5	0.7
O <sub>2</sub> disuelto	mg/L de O <sub>2</sub>	4	4.1	4.6	4.3	4.0	5.1	3.1	3.4	4.0	4.7	3.9	3.7		4.6	4.3	4.2	4.9	4.0	3.1	5.1	4.2
PH		5 a 9	7.1	7.2	7.2	7.3	7.1	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.1	7.2	7.2	7.3	7.3	7.2	7.1	7.3	7.2
Sólidos suspendidos	mg/L		114.0	179.0	69.0	195.0	116.0	137.0	123.0	111.0	140.0	154.0	129.0	86.0	151.0	207.0	193.0	228.0	180.0	69.0	228.0	147.8
Sólidos totales	mg/L		265.0	346.0	254.0	441.0	377.0	359.0	256.0	243.0	246.0	306.0	309.0	203.0	277.0	331.0	425.0	356.0	318.0	203.0	441.0	312.5
Temperatura	°C		25.0	25.0	26.0	26.0	27.0	26.0	25.0	24.0	24.0	23.0	26.0	28.0	28.0	27.0	28.0	27.0	29.0	23.0	29.0	26.1
Coliformes fecales	Miles de UFC/ml	2	79.8	173.7	161.0	201.0	276.0	290.0	307.0	237.1	188.5	204.1	199.0	152.0	144.0	135.7	184.0	120.0	108.0	79.8	307.0	185.9
Coliformes totales	Miles de UFC/ml	1	411.0	575.0	403.0	509.0	601.0	701.0	745.0	816.5	601.1	597.6	419.0	415.0	413.0	365.3	443.0	367.0	312.0	312.4	818.6	528.3
Zinc	mg/L de Zn	2	0.2	0.1		0.2	0.1	0.2	0.1	0.0	0.1	0.8	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1		0.5	0.0	0.8	0.2

TESIS CON  
FALLA DE CUBIEN

Tabla A.3. Calidad del agua cruda del río Magdalena en la bocatoma del acueducto de Pueto Colombia, 1998.

Datos transcritos de los medidos por la sociedad de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Barranquilla, Triple A.																	
Parámetro	Unidad	Valor Admisible	1998												Valores relevantes		
			Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Min.	Máx.	Prom.
Cloruros	mg/L de Cl	250	77.7	160.0	163.0	18.2	12.8	12.6	13.2	11.9	11.4	10.8	13.1	10.0	10.0	163.0	42.9
DQO	mg/L de O <sub>2</sub>		35.0			23.0	29.0	25.4	22.0	36.0	38.5		27.0	20.7	20.7	38.5	28.5
DBO <sub>5</sub>	mg/L de O <sub>2</sub>	5	11.2			13.6	11.3	9.7	13.8	10.7	11.1		10.2	7.9	7.9	13.8	11.0
Fósforo	mg/L		0.75	0.20	0.18				1.05		1.0				0.18	1.05	0.64
Hierro	mg/L de Fe	0.3	1.1	1.1	0.7	1.5	2.6	2.7	2.2	2.1	1.7	2.35	2.3	2.7	0.7	2.7	1.9
Manganeso	mg/L de Mn	0.15	0.44	0.18	0.35	0.28	0.31	0.38	0.19	0.18	0.44		0.22	0.54	0.20	0.54	0.30
Materia orgánica	mg/L		5.3	5.6	4.6	7.4	8.3	8.2	8.0	7.66	8.1	8.59	8.64	8.4	4.60	8.64	7.4
Nitratos	mg/L de NO <sub>3</sub>	10	0.65	0.81	0.92	0.86	1.11	1.04	2.46	0.64	1.20	1.09	1.28	0.75	0.60	2.46	1.10
Nitrógeno orgánico	mg/L de NO <sub>2</sub>		0.3								0.56				0.3	0.56	0.43
O <sub>2</sub> disuelto	mg/L de O <sub>2</sub>	4	4.8	4.0	3.86	4.64		3.1	4.0	4.4			4.77	5.6	3.1	5.6	4.4
pH		5 a 9	7.4	7.4	7.5	7.4	7.3	7.3	7.4	7.28	7.1	6.95	7.37	7.06	6.95	7.5	7.3
Sólidos suspendidos	mg/L		112.0	93.0	95.0	227.0	100.0	67.0	184.0	170.0	321.0	205.0	370.0	288.0	67.0	370.0	186.0
Sólidos totales	mg/L		320.0	562.0	602.0	502.0	592.0	638.0	540.0	363.0	484.0	462.0	611.0	384.0	320.0	638.0	505.0
Temperatura	°C		24.0	24.0	24.0	25.0	26.0	27.0	24.0			23.0	24.0	30.0	23.0	30.0	25.1
Coliformes fecales	Miles de UFC/ml	2	71.4	137.0	66.7	115.0	293.7	216.0	395.0	251.7	118.3		52.0		52.0	395.0	102.4
Cadmio	mg/L de Cd							0.30			0.37				0.30	0.37	0.30
Zinc	mg/L de Zn	2	0.10	0.27	0.38	0.16	0.12	0.21	0.30	0.08	0.17				0.08	0.38	0.20

TIFIC CON  
FALLA DE CALIDAD

Tabla A.4. Resultado del análisis del agua del río Magdalena en las área de las térmicas

Parámetro	Unidades	TERMOFLORES			TERMORÍO			TEBSA			Norma
		Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5	Muestra 6	Muestra 7	Muestra 8	Muestra 9	
pH		7.12	7.01	7.16	7.09	7.08	7.21	7.47	7.46	7.43	7.0 - 8.5
Oxígeno disuelto	mg/L	3.4	2.6	3.2	2.4	2.9	3.7	4.2	4.2	3.8	4
Temperatura	°C	31.4	31.4	30	32.2	32	31.7	32.1	32.3	32.4	
Turbiedad	NTU	188	198	260	157.4	182	243.2	268	258	250	10
Sólidos totales	mg/L	403.2	278.8	324	242.8	302.8	391.2	368.4	353.2	316	500
DBO <sub>5</sub>	mg/L de O <sub>2</sub>	15	17	14	18	22	23	16	17	11	< 20
Grasas y aceites		2.0			1.0		2		9		No detectable
Coliformes totales	NMP/100 ml	1100	2400	2400	2400	2400	2400	2400	2400	62	< 2000

Fuente: Plan de Manejo Ambiental de la Areas de Influencia de los Proyectos Termoelectricos TEBSA, TERMOFLORES Y ELECTRIFICADORA DEL ATLANTICO.

TESTE CON  
FALLA DE ORIGEN

## ANEXO B. DATOS UTILIZADOS Y RESULTADOS DE LA VERIFICACIÓN DEL PROGRAMA ANAITE, APLICANDO CORRELACIÓN LINEAL.

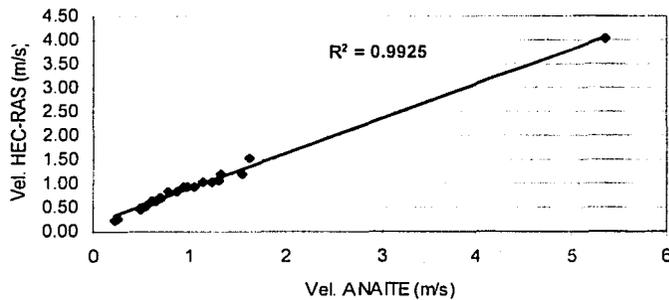
Tabla B.1. Datos arrojados por los modelos ANAITE y Hec-Ras

Cadenam.	Velocidades	
	Anaite	Hec-Ras
0.546	0.684	0.49
1.241	0.262	0.28
1.799	0.214	0.24
3.460	1.33	0.83
3.920	1.559	1.04
4.843	1.319	0.93
5.295	5.358	4.02
6.198	1.629	1.54
6.591	1.06	1.02
7.147	0.949	0.92
7.636	1.234	1.21
8.018	0.626	0.62
8.706	0.557	0.55
9.607	0.489	0.48
10.347	0.505	0.63
10.985	0.709	0.71
11.889	0.541	0.53
12.888	0.954	0.94
14.214	0.486	0.51
15.418	0.627	0.65
16.006	1.143	1.21
16.484	0.984	1.07
17.125	0.785	0.84
17.742	0.876	0.93
18.803	0.656	0.69
19.263	0.575	0.60
19.721	0.538	0.57
20.347	0.604	0.64

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

**Tabla B.2.** Organización de los datos utilizados en la correlación

ANAITE	HEC-RAS
0.214	0.24
0.262	0.28
0.486	0.48
0.489	0.49
0.505	0.51
0.538	0.53
0.541	0.55
0.557	0.57
0.575	0.60
0.604	0.62
0.626	0.63
0.627	0.64
0.656	0.65
0.684	0.69
0.709	0.71
0.785	0.83
0.876	0.84
0.949	0.92
0.954	0.93
0.984	0.93
1.06	0.94
1.143	1.02
1.234	1.04
1.319	1.07
1.33	1.21
1.559	1.21
1.629	1.54
5.358	4.02



**Figura B.1.** Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y Hec-Ras.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Tabla B.3. Datos organizados para la correlación entre los modelos ANAITE y QUAL2E para la DBO y OD

DBO QUAL2E	OD QUAL2E	DBO ANAITE	OD ANAITE
0.60	0.00	0.272	0.000
0.66	0.00	0.297	0.000
0.77	0.00	0.368	0.000
0.93	0.00	0.480	0.000
1.10	0.00	0.634	0.000
1.26	0.00	0.820	0.000
1.49	0.00	1.031	0.000
1.68	0.10	1.268	0.000
1.96	0.20	1.543	0.000
2.25	0.34	1.869	0.000
2.67	0.55	2.260	0.001
3.10	0.69	2.734	0.002
3.20	0.97	3.306	0.003
3.20	1.40	3.998	0.002
3.73	1.42	4.836	0.003
4.30	1.85	4.838	0.003
4.40	2.28	4.860	0.003
5.00	2.71	5.000	0.004
5.00	2.88	5.849	0.002
5.08	3.00	5.917	0.003
6.07	3.20	7.074	0.004
7.26	4.26	8.555	0.004
8.76	5.40	9.000	0.005
9.00	5.64	10.348	0.005
11.00	5.90	12.515	0.006
13.00	6.00	13.000	0.006

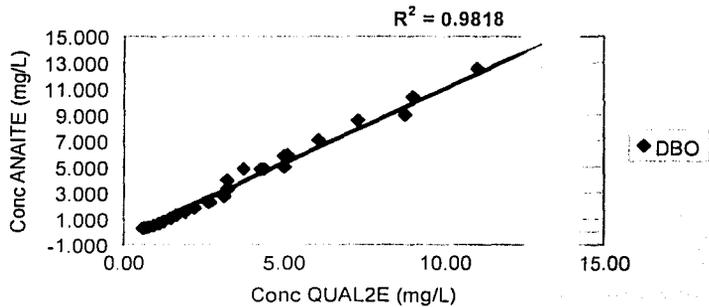


Figura B.2. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para la DBO.

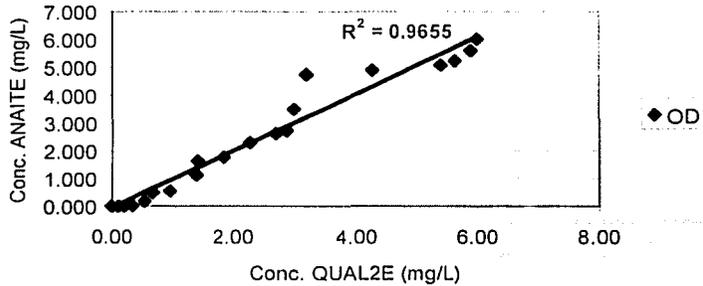


Figura B.3. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para el OD.

Tabla B.4. Datos organizados para la correlación entre los modelos ANAITE y QUAL2E para el NO y FO

NO teo	FO	NO Calc	FO Calc
2.74	0.50	2.85274	0.40900
2.90	0.55	2.94489	0.43053
3.10	0.63	3.16328	0.48260
3.30	0.70	3.43262	0.54928
3.50	0.78	3.70755	0.62151
3.65	0.85	3.94569	0.69021
3.85	0.90	3.98753	0.75144
4.00	1.00	4.00000	0.80680
4.00	1.00	4.01510	0.86010
4.10	1.05	4.13104	0.91448
4.20	1.06	4.26879	0.97176
4.20	1.10	4.27385	0.99047
4.30	1.13	4.39377	0.99685
4.40	1.20	4.50582	1.00000
4.58	1.20	4.61882	1.03266
4.75	1.26	4.73463	1.09303
4.80	1.32	4.85333	1.09741
4.90	1.40	4.97499	1.16622
5.03	1.40	5.09969	1.23933
5.20	1.47	5.22749	1.31701
5.40	1.55	5.35848	1.39955
5.55	1.63	5.49274	1.48726
5.70	1.68	5.63034	1.58045
5.80	1.70	5.77137	1.67947
5.87	1.77	5.78569	1.68973
5.90	1.85	5.80000	1.70000

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

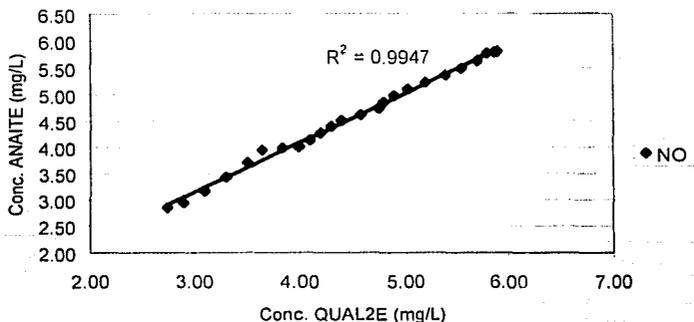


Figura B.4. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para el NO.

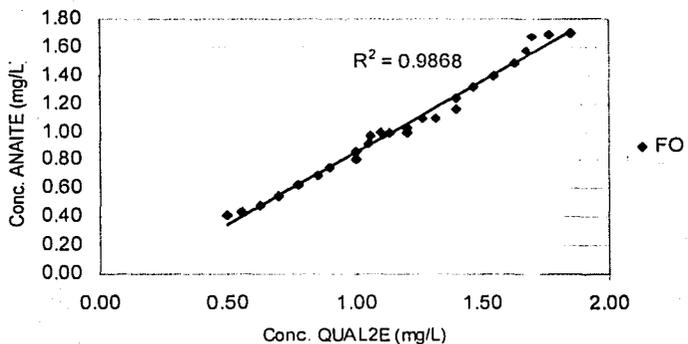


Figura B.5. Resultado gráfico de la correlación entre el ANAITE y QUAL2E para el FO.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN