UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

Mémoire présenté à

L'INSTITUT NATIONAL DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

comme exigence partielle de la maîtrise ès sciences (eau)

par

Paul Boudreault

UTILITÉ DES MODÈLES MATHÉMATIQUES DE QUALITÉ EN RIVIÈRE: CAS D'APPLICATION DU MODÈLE D'OXYGÈNE DISSOUS QUAL-2 À LA RIVIÈRE YAMASKA-NORD

Juillet 1986

RÉSUMÉ

Cette étude s'insère dans le cadre de travaux visant à définir une problématique d'assainissement des eaux à l'échelle de bassin hydrographique, notamment pour la rivière Yamaska au Québec. Dans le contexte d'intervention en rivière, les aspects relatifs à la pollution organique constituent des éléments décisionnels majeurs. En ce sens, le caractère endémique et la nature de l'expression des impacts environnementaux associés à ce type de pollution ont donné lieu à l'élaboration de modèles de qualité de l'eau qui simulent les conditions d'oxygène dissous résultant de l'introduction de charges organiques en rivière. Ces modèles basés sur la description des relations de cause à effet représentent des outils de gestion intéressants de par l'opportunité qu'ils offrent à quantifier des processus complexes. L'objectif principal de la présente étude est d'investiguer les aptitudes d'un tel modèle à rationaliser les décisions d'intervention d'assainissement relatives aux impacts de la pollution organique en milieu québécois.

Une analyse comparative des caractéristiques de transférabilité des principaux modèles déterministes existants a mené à la sélection du modèle de simulation de la qualité de l'eau nommé QUAL-2. Ce dernier représente mathématiquement les effets des principaux processus bio-physico-chimiques pouvant influencer le contenu en oxygène dissous d'une rivière. Ce sont: la demande biochimique en oxygène (DBO), la nitrification, la photosynthèse, la réaération atmosphérique et enfin la demande benthique. Disponible sur support informatique, il bénéficie d'une documentation détaillée facilitant s on utilisation.

i

Le principe de discrétisation employé constituant la dimension physique du système rivière permet de représenter un réseau hydrographique complexe avec ses tributaires et ses sources de rejet ponctuel ou diffus. Comme dans la plupart des cas d'application de modèles d'oxygène dissous en rivière, QUAL-2 assume une variation spatiale des concentrations dans l'axe longitudinal seulement pour des conditions d'écoulement en régime permanent-varié et des réactions bio-physico-chimiques à l'équilibre. Compte tenu des conditions réelles de mélange en milieu naturel, l'hypothèse simplificatrice de "mélange complet instantané" confère au modèle certaines limites d'application associées à l'étendue des zones de mélange. Bien qu'ayant une influence négligeable sur le résultat final, le calcul automatique du coefficient de dispersion longitudinale dans un système Eulérien tel que représenté par QUAL-2 constitue une erreur conceptuelle.

Bien que reflétant un niveau élevé d'empirisme, les représentations mathématiques des processus bio-physico-chimiques simulés par QUAL-2 correspondent à l'état actuel des connaissances.

Pour l'application du modèle au tronçon de la rivière Yamaska-Nord en aval de la municipalité de Granby, la procédure de calibration a mis en évidence l'inadéquation des données de base historiques quant aux besoins de la modélisation. La cueillette <u>in situ</u> d'informations essentielles nous permet tout au moins d'illustrer plus adéquatement diverses possibilités du modèle. L'absence d'une validation de l'algorithme de calcul définit lors de la calibration confère évidemment une portée restreinte à la signification des simulations. On a pu tout de même constater la grande influence

ii

de la nitrification sur ce cours d'eau et l'importance de considérer ce processus dans l'établissement d'une politique d'intervention d'assainissement des eaux plutôt que de centrer cette dernière uniquement sur l'enlèvement de la DBO comme c'est généralement le cas.

QUAL-2 est muni de facilités très pratiques pour réaliser une analyse de sensibilité sur la majorité des paramètres et coefficients du modèle. En plus d'une sensibilité élevée du modèle aux paramètres hydrauliques (vitesse, profondeur), on a observé une sensibilité significative du modèle à la variation des valeurs des paramètres de cinétique des réactions biophysico-chimiques simulées. Ceci attribue directement à l'utilisateur une large part des responsabilités quant aux performances de prédiction du modèle et rappelle l'importance des étapes de calibration et validation pour l'utilisation du modèle à des fins prédictives.

La forme détaillée du fichier d'entrée des données, jointe à la structure modulaire des arrangements possibles de combinaison des principaux processus pouvant être simulés par QUAL-2, permettent d'effectuer rapidement et à faible coût des scénarios de simulation diversifiés. Cette grande versatilité du modèle QUAL-2 en fait un outil puissant de rationalisation à des fins cognitives ou de gestion à condition de toujours s'assurer du respect des hypothèses de base du modèle et de sa conformité au système réel.

iii

REMERCIEMENTS

Au départ, je désire remercier tout spécialement mon directeur de mémoire, le docteur Jean-Pierre Villeneuve, qui m'a donné l'opportunité d'oeuvrer dans le domaine de la modélisation.

Merci à toute l'équipe qui a contribué à la réalisation de ce projet: Sylvain Houle (informatique), Anne Provencher et Lise Raymond (dactylographie) et André Parent (graphisme).

Merci à ceux qui ont collaboré à l'amélioration du contenu scientifique de ce document: Patrick Béron de l'Université du Québec à Montréal (correcteur externe), Gerry H. Jones de l'INRS-Eau (correcteur interne) et Pierre Lavallée du Ministère de l'Environnement du Québec.

Merci à Cécile pour sa patience et ses encouragements. Ce fut une expérience enrichissante qui m'aura procuré beaucoup de satisfaction.

TABLE DES MATIÈRES

Résu Reme Tabl List List INTR	mé rciemen e des m e des t e des f ODUCTIO	ts atières ableaux igures N		i iv v vii ix 1		
СНАР	ITRE 1:	Choix du	modèle	5		
1.1 1.2	Type d Choix	e modèle r du modèle	echerché mathématique	5 6		
СНАР	ITRE 2:	Descript	ion et critique du modèle QUAL-II	11		
2.1	Généra	lités	•••••••••••••••••••	11		
2.2	Concep	t de bilan	•••••••••••••••••••••••••••••••••••••••	12		
	2.2.1	Discrétis	ation d'un système rivière	13		
		2.2.1.1	Restrictions physiques du modèle	16		
	2.2.2	Transport	en rivière	18		
		2.2.2.1 2.2.2.2 2.2.2.3	La dispersion longitudinale Écoulement varié permanent Relations débit-vitesse et débit-profondeur.	19 20 21		
	2.2.3	Les terme	s de gains et de pertes en oxygène dissous	22		
		2.2.3.1	Les variables environnementales	23		
			2.2.3.1.1 Les débits d'entrée 2.2.3.1.2 Les sources ponctuelles 2.2.3.1.3 Apports uniformément répartis	23 24 24		
		2.2.3.2	Les processus bio-physico-chimiques	24		
			 2.2.3.2.1 La réaération atmosphérique 2.2.3.2.2 La demande biochimique en oxygène (DBO) 2.2.3.2.3 La nitrification 2.2.3.2.4 La demande benthique (SOD) 2.2.3.2.5 La photosynthèse et la respiration 	25 30 32 33 35		
			2.2.3.2.6 Effet de la température	37		
	2.2.4 Équation globale du bilan de l'oxygène dissous 38					
CHAP	ITRE 3:	Applicat	ion du modèle	41		
3.1 3.2	3.1 Description du bassin à l'étude433.2 Discrétisation du cours d'eau44					

3.3 Para 3.4 Para	mètres hydrauliques mètres de cinétique bio-physico-chimique	47 48
3.4.1 3.4.2	Processus significatifs sur le bassin d'étude Méthode d'échantillonnage de la qualité de l'eau	48 50
	3.4.2.1 Evolution longitudinale de la qualité de l'eau	52
3.4.3	Estimation des paramètres de cinétique	55
3.5 Anal	yses de sensibilité	61
3.5.	1 Interprétation des analyses	65
3.6 Scér	arios d'interventions d'assainissement	71
3.6. 3.6. 3.6	 Impact des sources ponctuelles en DBO et NH₃ Simulations de traitement des eaux usées Impacts des sources diffuses et de la demande 	72 72
2.0.	benthique	73
3.0.	climatiques	75
CONCLUSIO	Ν	82
RÉFÉRENCE	S BIBLIOGRAPHIQUES	88
ANNEXE 1:	Principaux processus bio-physico-chimique du bilan d'oxygène dissous	1.1
ANNEXE 2:	La réaération atmosphérique	2.1
ANNEXE 3:	La demande biochimique en oxygène	3.1
ANNEXE 4:	La nitrification	4.1
ANNEXE 5:	La demande benthique	5.1
ANNEXE 6:	Discrétisation du cours d'eau expérimental	6.1
ANNEXE 7:	Paramètres hydrauliques	7.1
ANNEXE 8:	Paramètres de cinétique bio-physico-chimique	8.1
ANNEXE 9:	Format d'entrée et de sortie du modèle QUAL-2	9.1

Liste des tableaux

Tableau	1:	Caractéristiques générales des principaux modèles d'oxygène dissous	8	
Tableau	2:	Codification des différents types d'éléments de calcul	15	
Tableau	3:	Principales formules empiriques pour l'évaluation de K ₂	29	
Tableau	4:	Paramètres hydrauliques (83-10-12)	46	
Tableau	5:	Données de qualité pour le 83-10-12	52	
Tableau	6:	Estimation des charges diffuses en DBO _U et azote ammoniacal	60	
Tableau	7:	Synthèse de l'estimation des paramètres du modèle	62	
Tableau -	8:	Valeurs du coefficient "n" de la relation K ₁ K _D (Zison <u>et al</u> ., 1978)	3.18	
Tableau	9:	Valeurs de K _N puisées dans la littérature		4.7
Tableau	10:	Valeurs moyennes de K ₄ (°Oc) (Thomann, 1972)	5.6	
Tableau	11:	Identification et limites des tronçons	6.4	
Tableau	12:	Types d'éléments par tronçon	6.4	
Tableau	13:	Paramètres hydrauliques pour l'évaluation de V, H et D _L	7.4	
Tableau	14:	Estimation <u>in situ</u> de K _N	8.4	
Tableau	15:	Transformation de "K _N rivière" en "K _N 20°C"	8.6	
Tableau	16:	Transformation de K ₁ vers K _D	8.8	
Tableau	17:	Valeurs de θ observées dans la littérature	8.9	

vii

Tableau 18:	Valeurs de K ₂ pour chaque tronçon	8.14
Tableau 19:	Estimation du coefficient de transfert K ₁	8.18

Liste des figures

Figure	1:	Concept de bilan	14
Figure	2:	Représentation physique d'un système rivière pour QUAL-2	17
Figure	3:	Structure générale de modélisation de l'oxygène dissous pour QUAL-2	26
Figure	4:	Bassin de la rivière Yamaska-Nord en aval de Granby	45
Figure	5:	Transcription du système rivière Yamaska-Nord pour QUAL-2	46
Figure	6:	Évolution longitudinale de la qualité de l'eau (83-10-12)	53
Figure	7:	Représentation longitudinale des sources ponctuelles et diffuses en DBO et N _{AMM}	58
Figure	8:	Effets de K ₂ sur la courbe d'oxygène dissous	66
Figure	9:	Sensibilité des paramètres à l'amont du bassin (0,6 km)	67
Figure	10:	Sensibilité des paramètres à l'aval du bassin (15 km)	68
Figure	11:	Sensibilité du modèle à la réaération à l'amont (0,6 km) et à l'aval (15 km) du bassin	70
Figure	12:	Effets de la diminution des charges ponctuelles en DBO et N _{AMM} sur l'OD	74
Figure	13:	Effet des sources diffuses et de la SOD après traitement	76
Figure	14:	Conséquences de l'augmentation du débit à l'amont	77
Figure	15:	Effet de la température sur la courbe d'oxygène dissous (Q _{AMONT} = 0,6 mcs)	78
Figure	16:	Effet de la température sur la courbe d'oxygène dissous (Q _{AMONT} = 1,4 mcs)	79
Figure	17:	Courbe de l'oxygène dissous résultant d'une source de pollution organique	1.3
Figure	18:	Schématisation de l'équation de bilan de Streeter et Phelps (1925)	1.5
Figure	19:	Schématisation des principaux processus de gains et de pertes en oxygène dissous	1.7

Figure 20:	Courbe type de la DBO	3.4
Figure 21:	Processus d'enlèvement de la DBO en rivière	3.13
Figure 22:	Estimation <u>in situ</u> du coefficient de vitesse spécifi- que de la reaction de DBO	3.15
Figure 23:	Variation de "⊖" en fonction du coefficient de vites- se spécifique de la réaction de réaération "K _L "	8.17

INTRODUCTION

Dans la plupart des bassins habités du Québec, la détérioration de la ressource-eau atteint des proportions considérables. Conséquemment, on observe une augmentation du coût relatif à l'utilisation de la ressource pour un usage aussi vital que l'alimentation en eau potable (OPDQ, 1979).

À l'heure actuelle, le gouvernement québécois investit des milliards de dollars dans l'assainissement des eaux. Ce vaste programme de dépollution vise essentiellement à "<u>redonner aux citoyens le maximum d'usa-</u> <u>ges sur les cours d'eau et de faire de ces eaux un habitat propice à la vie</u> aquatique" (Gouvernement du Québec, feuillet d'information).

L'effort de dépollution du gouvernement est concentré présentement sur les municipalités. Celà se traduit par des subventions allant jusqu'à 95% des coûts des travaux d'assainissement. Le programme d'assainissement va bon train. Plusieurs municipalités ont déjà signé des ententes afin d'assainir leurs eaux usées.

Évidemment, du point de vue environnemental, ces interventions d'assainissement se font pressantes. Toutefois, il faut s'assurer que les solutions de traitement préconisées sont des plus adéquates afin de rencontrer les objectifs de récupération des usages qui auront été fixés.

Cette situation souligne l'importance de posséder un outil de gestion efficace qui nous permette de mettre en relation les objectifs

d'assainissement avec les possibilités de traitement d'un polluant cible. Il s'agit en fait de prédire l'évolution d'un paramètre indicateur d'un aspect particulier de la qualité du cours d'eau en fonction de l'enlèvement d'un polluant représentatif de la composition d'un effluent. En réponse à ce besoin on a vu se développer des modèles mathématiques de simulation de la qualité de l'eau.

Les modèles mathématiques de qualité de l'eau sont des outils qui permettent aux gestionnaires de rationaliser leurs décisions. L'utilisation des modèles mathématiques pour simuler l'évolution de la qualité des eaux de surface a connu une croissance remarquable depuis les derniers 10 ans. Cette situation est attribuable en partie à l'avènement des ordinateurs plus puissants et à la grande diversité de modèles développés partout dans le monde.

Toutefois, il est important de spécifier que ces modèles ne sont que des outils pour assister les gestionnaires et non des substituts pour pallier à un manque d'expérience et de jugement (Grimsrud <u>et al.</u>, 1976). En effet, l'application de tels modèles nécessite une bonne connaissance du milieu et des facteurs qui régissent le phénomène à modéliser. Ces modèles ne peuvent rien nous apprendre que nous ne savions ou n'imaginions déjà. Par contre, ils nous permettent de "<u>quantifier et rationaliser</u>" nos décisions.

Il n'existe pas encore de modèle mathématique pouvant simuler tous les aspects de la qualité de l'eau. Assumant qu'un tel modèle pourrait être créé, la quantité de données nécessaires à sa validation et son coût d'opération, fonction de sa grande complexité, rendraient son utilisation impra-

- 2 -

ticable. Par contre, une grande variété de modèles spécialisés ont été développés pour manipuler efficacement les aspects d'un problème particulier de qualité de l'eau. Ainsi les problèmes associés aux rejets d'eaux usées provenant de municipalités, des industries et de l'agriculture ont entraîné la conception de nombreux modèles qui prédisent les effets sur l'oxygène dissous (OD) de l'introduction de charges organiques en différents points le long d'un cours d'eau (Bathala et al., 1979; Boes, 1978; Kunkle et Wordelman, 1978; Lahoni et Adulbhan, 1977; Whitehead et al., 1981; Knowles et Wakeford, 1978; Novotny et Krenkel, 1975; Koïvo et Phillips, 1976). Ces modèles d'OD représentent actuellement la meilleure approche pour évaluer les impacts des alternatives de gestion des bassins hydrographiques à des fins d'assainissement (Rickert et al., 1975). Développés par des organismes spécialisés, ils peuvent être obtenus sur support informatique, accompagnés d'une littérature détaillée pour leur utilisation. Ils ont l'avantage d'avoir été souvent appliqués et éprouvés, étant le fruit de nombreuses On peut déjà consulter des ouvrages qui effectuent années de travail. l'évaluation et la critique des principaux modèles utilisés dans le monde (Grimsrud et al., 1976; Lombardo, 1973; NCASI, 1982).

A priori nous nous proposons de sélectionner un tel modèle par une analyse comparative des caractéristiques de transférabilité des principaux modèles existants. "Obviously, using an existing model, where applicable, is the prefered option because the cost of development has already been paid" (Krenkel et Novotny, 1979). Une présentation détaillée du modèle sélectionné nous permettra de critiquer les diverses représentations mathématiques utilisées en fonction de l'état des connaissances actuelles telles que perçues par l'examen de la littérature courante traitant de ces aspects de la modélisation.

L'application du modèle au tronçon de la rivière Yamaska-Nord en aval de la municipalité de Granby vise essentiellement à illustrer ses aptitudes à rationaliser les décisions d'intervention d'assainissement dans un contexte québécois. Cet exercice nous permettra d'identifier les déficiences dans les données de base et d'effectuer certaines recommandations visant une cueillette plus rationnelle des données de qualité à des fins de gestion de cours d'eau. L'utilisation du modèle à des fins prédictives nécessite une calibration fine et une validation de l'algorithme mathématique du modèle. Ces étapes ne peuvent être réalisées dans le cadre de cette étude ce qui affecte une portée restreinte à l'interprétation des résultats des divers scénarios de simulation. On devra plutôt y voir un exercice de modélisation à des fins cognitives.

CHAPITRE 1: CHOIX DU MODÈLE

1.1 Type de modèle recherché

Il existe une littérature abondante traitant des modèles d'oxygène dissous relativement aux problèmes engendrés par les rejets de matières organiques en rivière.

Dès le départ, notre choix s'est arrêté sur les modèles analytiques déterministes à base physique, qui sont les plus utilisés (Grimsrud <u>et</u> <u>al.</u>, 1976). Nous les avons préférés aux modèles dits "statistiques" car les modèles déterministes sont basés sur la description des processus biophysico-chimiques fondamentaux qui régissent la qualité de l'eau et qui, en principe, sont les mêmes sur tous les cours d'eau.

Tous les modèles d'OD sont des équations de bilan tenant compte d'un certain nombre de processus bio-physico-chimiques. Chaque processus représente un terme de gains ou de pertes en OD. Ces modèles se distinguent par la nature et le nombre de processus bio-physico-chimiques considérés dans l'équation de bilan ainsi que par la formulation mathématique employée pour représenter chaque processus. <u>Bien qu'il semble exister des dizaines</u> <u>de différents modèles mathématiques d'OD, on doit plutôt y voir de multiples</u> <u>applications d'un même modèle reflétant des conditions environnementales</u> <u>particulières.</u> En effet, ce qui caractérise et différencie un système rivière d'un autre, c'est l'importance relative de chacun de ces processus dans l'équation de bilan de l'oxygène dissous. Ces divers processus étant relativement complexes, leurs représentations mathématiques font souvent intervenir des paramètres établis par des relations empiriques correspondant à des conditions environnementales particulières. On ne s'étonne pas alors de retrouver dans la littérature, différentes formulations mathématiques d'un même processus. Chacune de ces formulations fait intervenir des coefficients et des variables pouvant être définis selon diverses méthodes nécessitant souvent une connaissance approfondie du système rivière concerné.

Ainsi, pour en arriver à modéliser mathématiquement un système rivière, on doit effectuer une multitude de décisions quant à l'identification des processus à simuler, à la sélection de leur formulation mathématique et au choix des méthodes d'évaluation des divers coefficients ou variables impliqués. Le modèle idéal, quant à sa transférabilité (applicable à divers cours d'eau), devrait permettre d'effectuer le maximum de combinaisons possibles.

1.2 Choix du modèle mathématique

De toute évidence, le modèle idéal tel que décrit précédemment n'existe pas. Par contre, on peut pallier à cette situation en sélectionnant un modèle existant qui s'avèrerait assez complet et facilement modifiable pour s'adapter à différentes conditions environnementales.

Pour guider notre choix, nous nous sommes donc basés sur les critères généraux suivants:

- 6 -

- 1) Tel qu'établi au départ on recherche un modèle:
 - déterministe (basé sur la description des processus fondamentaux)
 - simulant les processus en rivière
- 2) La transférabilité du modèle sera assurée par:
 - une structure de modélisation permettant de simuler les principaux processus régissant le bilan d'oxygène dissous en rivière: demande biochimique en oxygène, réaération, nitrification, demande benthique, photosynthèse (voir annexe 1);
 - une documentation détaillée de la structure du modèle et de son utilisation pour faciliter au besoin la modification des diverses représentations mathématiques;
 - des références d'application du modèle à des situations diverses;
 - la disponibilité du modèle sur support informatique, fournissant des avantages évidents de vitesse de simulation et d'analyse des résultats.

Pour accélérer le processus de sélection nous avons utilisé principalement l'ouvrage "Evaluation of water quality models: a management guide for planners" de Grimsrud <u>et al.</u> (1976). Krenkel et Ruane (1979) recommandent ce guide qu'ils décrivent comme étant une excellente discussion des modèles existants et de leurs capacités.

Le tableau 1 présente les caractéristiques générales des modèles les plus populaires tels que décrits par Grimsrud <u>et al.</u> (1976). On ne présente ici que les particularités des modèles relatives à la modélis Tableau 1: Caractéristiques générales des principaux modèles d'oxygène dissous.

.

		ТҮРЕ	REPRÉSENTATION	TRAIT	EMENT	PROCESSUS		FACILITÉS D'APPLICATION	
MODÈLE		DE Système	SPATIALE	DU T PARAM. HYDRAULI.	EMPS PARAM. QUALITÉ	BIO-PHYSICO CHIMIQUES SIMULES	.DOCUMENTATION DISPONIBLE	FORMAT DE SORTIE	LANGAGE
DOSAG-1	TEXAS WATER DEVE- LOP- MENT BOARD	RIVIÈRE	UNIDIMENSIONNEL VARIATION LONGITUDINALE	STEADY STATE	STEADY STATE	RÉAÉRATION OD DBO NITRIFICATION	ADÉQUATE	 Liste descrip. des données d'en- trées []en OD, DBO_C, DBO_N au début et fin de chaque tronçon Site et valeur du maximum d'OD par tronçon 	FORTRAN IV
SNOSCI	SYS- TEMS CON- TROL INC.	RIVIÈRE	u	STEADY STATE	STEADY STATE	OD DBO PHOTOSYNTHÈSE NITBIFICATION RÉAERATION	ADÉQUATE	H	u
SIMPLI- FIED STREAM	HYDRO SCIEN- CE INC	RIVIĒRE	n	STEADY STATE	STEADY STATE	OD, DBO NITBIFICATION REAERATION	ADÉQUATE	- [] et déficits d'OD	NON INFORMATISÉ
QUAL-1	TEXAS WATER DEVE- LOP- MENT	RIVIÈRE	н	STEADY STATE	DYNAMIQUE OU STEADY STATE	OD, DBO RÉAÉRATION	ADÉQUATE	 []s pour chaque tronçon à Δt spécifié - Max. Min. et X [] durant période de simulation de chaque tronçon 	FORTRAN IV (NIVEAU G)
QUAL-2	WATER RE- SOUR- CES ENGI- NEERS	RIVIÈRE	и	STEADY STATE	DYNAMIQUE OU STEADY STATE	OD DBO PHOTOSYNTHESE NITRIFICATION DEMANDE BENTHIQUE RÉAERATION	ADÉQUATE	 - []s pour chaque tronçon à ∆x spécifié - []s finales - valeurs moyennes des coefficients utilisés - graphique OD + DBO vs distance 	

[]: concentration

Ce sont tous des modèles déterministes. Ils simulent l'évolution de l'oxygène dissous en rivière en assumant une variation des concentrations dans l'axe longitudinal seulement (simulation unidimensionnelle) pour un régime hydraulique permanent et des réactions physico-biochimiques à l'équilibre (steady state). Il n'y a en fait aucune variation temporelle des concentrations en coordonnées spatiales fixes.

C'est le modèle nommé QUAL-2 qui nous est apparu le plus pertinent. Il est le seul à intégrer l'effet des cinq principaux processus biophysico-chimiques identifiés à l'annexe 1. En plus d'une documentation adéquate, ce modèle informatisé offre une sortie graphique constituant un outil d'analyse intéressant.

À l'examen de la littérature on constate que QUAL-2 a été largement utilisé. Développé par le Water Resources Engineers Inc. pour le compte de la Environmental Protection Agency, il fut appliqué dans le cadre des études des rivières Chattahoochee-Flint, Upper-Mississipi, Iowa, Cedar et Santee, toutes situées aux États-Unis (Masch <u>et al.</u>, 1978).

Une étude comparative des modèles de qualité les plus utilisés a été menée en 1982 par le NCASI sur le bassin de la rivière Ouachita aux États-Unis. Le NCASI a qualifié le modèle QUAL-2 d'outil hautement prédictif. Notons que la rivière Ouachita était soumise entre autre à des rejets municipaux et à des rejets d'usines de pâtes et papiers, caractéristiques de fortes charges en matières organiques. Le NCASI précise qu'il existe plusieurs versions du modèle QUAL-2. Van Benschoten et Walker (1984) ont utilisé QUAL-2 après l'avoir modifié pour une application à la rivière Lower

- 9 -

Winooski dans le Vermont. Ils mentionnent avoir obtenu une bonne correspondance entre les situations observées et les simulations.

Compte tenu de nos critères de sélection et des références d'applications du modèle QUAL-2, ce dernier a été choisi pour être appliqué en cours d'eau québécois.

Le modèle a été obtenu du Texas Water Development Board et est présentement opérationnel à l'INRS-Eau. Il est offert sur ruban magnétique, en langage FORTRAN IV, accompagné d'un manuel d'utilisation (Texas Department of Water Resources, 1977) ainsi que d'un document en décrivant le fonctionnement et la structure (Roesner et al., 1977).

CHAPITRE 2: DESCRIPTION ET CRITIQUE DU MODÈLE QUAL-2

2.1 Généralités

Le modèle QUAL-2 est en fait un logiciel capable de simuler l'évolution en rivière des divers paramètres descriptifs de la qualité de l'eau suivants:

- oxygène dissous;
- DBO carbonée (excluant demande benthique)
- azote (organique, ammoniacal, nitrite, nitrate)
- phosphore;
- algues (intègre photosynthèse et respiration);
- température;
- bactéries coliformes;
- substances conservatives (sulfates, chlorures, solides totaux dissous);
- substances réactives (du type pesticide);

La représentation de chacun de ces paramètres de qualité de l'eau constitue une sous-routine du logiciel QUAL-2. L'ensemble de ces sousroutines est arrangé dans un concept modulaire permettant d'effectuer des simulations individuelles ou collectives selon les arrangements désirés par l'utilisateur. Ce concept offre l'avantage de pouvoir modifier la structure d'une sous-routine avec un minimum d'interventions sur le programme principal. Sur le plan de l'hydraulique, QUAL-2 est limité à des situations d'écoulement en régime varié permanent. Cet état de stabilité temporelle en coordonnées spatiales fixes s'applique nécessairement aux intrants du système en termes de débits et charges ainsi qu'aux éléments de cinétique des réactions bio-physico-chimiques. La capacité du modèle à opérer en mode dynamique tel que stipulé au tableau 1 du chapitre 1 est basée sur la variation diurne de facteurs météorologiques. Cette option tient compte, sur une base horaire, de l'influence des changements de température et d'ensoleillement sur certains éléments de cinétique de réactions bio-physico-chimiques.

Notons toutefois que la plupart des applications de modèles d'oxygène dissous observées dans la littérature simulent des conditions d'équilibre autant pour les paramètres hydrauliques que pour les éléments de cinétique (McKenzie <u>et al.</u>, 1979; Willis <u>et al.</u>, 1975; Adamowski et Middleton, 1977; Wu et Ahlert, 1979). Selon Hines <u>et al.</u> (1975), ces conditions dites "steady-state" peuvent être atteintes en rivière, suite à une période prolongée d'écoulement et de température relativement stables. En saison estivale, où se produisent les problèmes sévères d'oxygène dissous, les longues périodes de débit d'étiage et de haute température favorisent l'établissement de telles conditions et rendent acceptables ces hypothèses simplificatrices.

2.2 Concept de bilan

La simulation de l'évolution d'un paramètre de qualité de l'eau est obtenue par l'application d'un principe simple de bilan massique (figure

- 12 -

1). La portion de rivière sur laquelle on réalise le bilan constitue l'élément de contrôle. La charge à la limite aval de cet élément est alors calculée connaissant la charge à la limite amont, la charge apportée localement et, pour une substance réactive comme l'oxygène dissous, la charge perdue sous l'effet des processus bio-physico-chimiques opérant pendant un temps Δt . Ce temps correspond à une distance Δx parcourue à travers l'élément par la masse d'eau à une vitesse donnée. La charge sortant de cet élément devient alors la charge à l'entrée de l'élément qui suit.

Dans le cas qui nous intéresse, la <u>discrétisation d'un système</u> <u>rivière</u> permet à QUAL-2 d'exécuter une procédure similaire sur une série linéaire d'éléments. Sur chaque élément QUAL-2 intègre l'influence des mécanismes de <u>transport en rivière et celle des termes de gains et pertes en</u> oxygène dissous. Voyons plus en détail chacune de ces notions.

2.2.1 Discrétisation d'un système rivière

Pour être interprété adéquatement par QUAL-2, le cours d'eau doit être discrétisé en une série de sections de rivière appelées tronçons. Les limites de chaque tronçon sont établies de façon à obtenir une portion de rivière homogène en termes de géométrie, d'hydraulique ou de caractéristiques bio-physico-chimiques. Chaque tronçon est à son tour subdivisé en une série d'éléments dont l'extrant d'un élément devient l'intrant de l'élément immédiatement à l'aval.

- 13 -

Figure 1:

CONCEPT DE BILAN



rivière

À des fins pratiques de calcul, tous les éléments d'un système rivière possèdent la même longueur. Chaque élément appelé élément de calcul, est en fait une unité de longueur qui se traduit en un "pas de temps" lorsqu'on connait la vitesse d'écoulement dans cet élément. Ainsi, dans QUAL-2, la longueur d'un tronçon est un multiple entier de la longueur de l'élément de calcul. On comprend que la sélection de la longueur de l'élément de calcul aura avantage à être relativement courte pour des applications à un système rivière affichant des variations brutales des concentrations, de façon à permettre une représentation adéquate du processus modélisé.

QUAL-2 peut identifier 7 types d'élément de calcul lui permettant de représenter un système rivière avec ses tributaires, des sources de pollution ponctuelles, des sources diffuses et des dérivations (tableau 2).

Tableau 2: Codification des différents types d'éléments de calcul.

Code	Type d'éléments
1	élément le plus amont (premier élément)
2	élément ordinaire
3	élément à l'amont d'une jonction d'un tributaire
4	élément de jonction
5	élément le plus aval (dernier élément du système)
6	élément recevant une source ponctuelle
7	élément incluant une dérivation

- 15 -

Pour chaque élément QUAL-2 effectue un bilan différentiel en résolvant l'équation mathématique décrivant les processus simulés. Le programme débute à l'élément le plus amont (1) du système, passe les éléments suivants (2) jusqu'à l'amont d'un tributaire (3). Le programme recommence à l'amont du tributaire (1), revient au cours d'eau principal (4) et continue jusqu'au dernier élément (5). Il prend en charge les sources de pollution ponctuelles (6) et les dérivations (7) lorsqu'elles se présentent.

La figure 2 schématise les étapes de discrétisation d'un système rivière simple dans le language de QUAL-2.

2.2.1.1 Restrictions physiques du modèle

Telles qu'elles sont initialisées dans la structure informatisée de QUAL-2, les limites physiques imposées par le modèle sont les suivantes:

- 1) nombre maximum de tronçons: 75
- 2) nombre maximum de bornes amont: 15
- 3) nombre maximum de tributaires: 15
- 4) nombre maximum de sources ponctuelles: 90
- 5) nombre maximum d'éléments de calcul: 500
- 6) nombre maximum d'éléments de calcul par tronçon: 20

À prime abord QUAL-2 semble permettre la représentation de systèmes rivières relativement complexes, pouvant ainsi s'adapter à des cours d'eau de grandes et petites dimensions.





2.2.2 Transport en rivière

L'écoulement réel en rivière étant tridimensionnel, sa représentation telle quelle devient très complexe, requérant beaucoup de données.

Pour simplifier la situation, l'équation de transport utilisée dans le modèle QUAL-2 implique l'hypothèse de "milieu complètement mélangé" et de canal prismatique. On assume alors que le gradient de concentration n'existe que dans le sens longitudinal de l'écoulement. L'équation unidimensionnelle des mécanismes d'advection et de dispersion pour une substance réactive utilisée par QUAL-2 est la suivante:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{\partial C}{\partial x} - \frac{\partial C}{\partial x}$$
(1)

- où: C : concentration de l'indice de qualité (ex.: concentration en oxygène dissous) (ML-³)
 - U : vitesse moyenne de l'écoulement longitudinal (LT-¹)
 - t : temps (T)
 - x : distance dans l'axe longitudinal (L)
 - D_1 : coefficient de dispersion longitudinale (L²T⁻¹)
 - Z : terme global de gains et de pertes pour une substance réactive (MT⁻¹)

Cette représentation du mécanisme de transport en rivière mène à une description adéquate de la qualité de l'eau (NCASI, 1982; Grimsrud <u>et</u> <u>al</u>., 1976). Évidemment, en milieu naturel le mélange latéral instantané n'existe pas et à toute simulation unidimensionnelle correspondra une zone où le modèle sera inapte à représenter la réalité. La longueur de cette zone variera selon les conditions de mélange observées mais elle peut être supposée courte dans le cas de rivières peu larges.

Un tel modèle du type unidimensionnel ne peut être utilisé dans des cas où on doit connaître ce qui se passe près du site de rejet. Dans le cas des problèmes d'OD associés à des rejets urbains, les impacts se manifestent suffisamment loin de la source de rejet pour rendre valable l'hypothèse du milieu bien mélangé.

2.2.2.1 La dispersion longitudinale

Le coefficient de dispersion longitudinale (D_L) décrit l'effet d'étalement que subirait un colorant, injecté instantanément sur toute la largeur de l'axe transversal, sous l'effet de la distribution de vitesse longitudinale et la diffusion moléculaire. L'influence de D_L peut être intégrée à l'aide de techniques d'études par traceur très élaborées (Cluis, 1973). Cependant, il apparaît possible d'obtenir une bonne estimation de D_L en utilisant des formules empiriques basées sur des caractéristiques hydrauliques. QUAL-2 utilise la formule de Elder pour estimer D_L (Masch et al, 1978):

$$D_{L} = 22.6 \text{ n UH}^{-0.833}$$
 (2)

où: D_1 : coefficient de dispersion longitudinale (pi² sec⁻¹)

n : coefficient de rugosité de Manning (adimensionnel)

U : vitesse moyenne (pi sec⁻¹)

H : profondeur moyenne (pi)

Cette équation empirique est la plus employée (Zison <u>et al.</u>, 1978). C'est celle adoptée par le U.S. EPA pour des cas d'application à différentes rivières (Bansal, 1976a). Notons toutefois que l'utilisation du coefficient de Manning, difficile à évaluer en cours d'eau naturel, restreint quelque peu la fiabilité de la formule de Elder pour estimer D₁.

De par sa conception, le logiciel QUAL-2 considère les effets de la dispersion longitudinale automatiquement pour toute simulation effectuée. Or, il s'avère qu'en coordonnées Eulériennes, toute caractéristique hydraulique et cinétique en conditon de "steady-state", l'influence de D_L est normalement négligeable (NCASI, 1980; Thomann, 1972; Deegen, 1972). Dans ce cas, la procédure automatique de QUAL-2 alourdit inutilement l'algorithme de calcul. Il serait intéressant de doter le logiciel d'une clause de calcul optionnel de D₁.

2.2.2.2 Écoulement varié permanent

QUAL-2 assume un écoulement varié permanent. L'écoulement permanent implique qu'en un point donné du cours d'eau, les caractéristiques de débit, vitesse, largeur et profondeur ne varient pas dans le temps (hypothèse de milieu statique). <u>L'écoulement varié</u> traduit une variation de ces caractéristiques hydrauliques dans l'axe longitudinal seulement.

- 20 -

Cette hypothèse d'écoulement varié permanent peut être respectée si la discrétisation du cours d'eau est effectuée de façon à obtenir des tronçons de rivière affichant des caractéristiques hydrauliques homogènes. Les caractéristiques de débit, vitesse, largeur et profondeur sont alors considérées constantes pour un tronçon donné mais peuvent varier d'un tronçon à un autre.

Ainsi, à un cours d'eau aux caractéristiques morphométriques très irrégulières, doit s'associer une discrétisation plus fine des tronçons.

2.2.2.3 Relations débit-vitesse et débit-profondeur

- La popularité des modèles mathématiques de qualité est due à la facilité et la rapidité par lesquelles ils permettent d'effectuer une simulation.

Une des particularités avantageuses de QUAL-2 en ce sens est la façon dont il détermine les valeurs de vitesse et de profondeur pour chaque élément sans que l'on ait à les entrer à nouveau lorsqu'on simule des conditions différentes de débit. Comme les valeurs de vitesse et de profondeur sont utilisées dans la représentation mathématique (relations souvent empiriques) de plusieurs processus, on a avantage à minimiser les manipulations du fichier d'entrée. Ainsi, pour chaque élément, QUAL-2 effectue la sommation des intrants de débit pour ensuite déterminer les valeurs de vitesse et profondeur à l'aide de la relation:

$$V \text{ ou } H = \alpha Q^{\beta}$$
 (3)

où: V : vitesse

H : profondeur

Q : débit

 α et β : constantes empiriques

Les valeurs de α et β doivent être précisées pour chaque tronçon du système rivière. <u>Ceci nécessite des mesures de jaugeage in situ (plu-</u> <u>sieurs pour un même site) qui existent rarement au niveau détaillé exigé</u> <u>pour le respect de l'hypothèse d'écoulement varié-permanent</u>. On doit alors intégrer aux campagnes d'échantillonnage de qualité, une caractérisation des paramètres hydrauliques des tronçons.

2.2.3 Les termes de gains et de pertes en oxygène dissous

Le symbole "Z" de l'équation unidimensionnelle d'advection et de dispersion (équation 1) représente la somme de tous les gains et pertes en oxygène dissous. Ce symbole "Z" est constitué de 2 termes principaux: le premier terme, représente <u>les variables environnementales</u> fournies comme intrants (ex.: charge supplémentaire en matière organique apportée par un effluent par ruissellement dans un tronçon donné) et le deuxième terme est constitué des différents <u>processus bio-physico-chimique</u> responsables de la variation de la concentration en oxygène dissous à l'intérieur d'un élément de calcul.

2.2.3.1 Les variables environnementales

Les variables environnementales représentent les intrants du modèle. Ces variables ne sont pas influencées par le système. Elles sont spécifiées en termes de débit et de caractéristiques initiales de qualité de l'eau. Pour QUAL-2, les variables environnementales sont constituées par: les <u>débits d'entrée</u>, les <u>sources ponctuelles</u> et les "apports diffus" que nous appellerons plutôt <u>"apports uniformément répartis"</u> en accord avec la nature de la représentation de cette variable environnementale utilisée dans QUAL-2.

2.2.3.1.1 Les débits d'entrée

Les débits d'entrée sont en fait les débits générés à la limite amont du système rivière représenté (débits à l'amont, débits des effluents, etc.). Il constituent les conditions initiales permettant la résolution de l'équation de bilan massique pour le premier élément ou tronçon. QUAL-2 peut utiliser cet intrant pour générer une augmentation de débit lorsque désiré.

2.2.3.1.2 Les sources ponctuelles

Ces éléments sont spécifiés pour simuler tout apport ou perte ponctuels (effluent, prise d'eau, etc) dans le système rivière.

Les sources ponctuelles peuvent représenter un effluent brut ou un effluent traité. Dans le cas d'un effluent brut, QUAL-2 offre la possibilité de simuler un traitement. Il s'agit en fait de spécifier un pourcentage d'enlèvement en DBO ou en azote ammoniacal pour une source ponctuelle donnée.

2.2.3.1.3 Apports uniformément répartis

Cette particularité de QUAL-2 est très intéressante. Elle permet d'introduire une charge polluante ou un débit sous forme d'apport uniformément réparti sur l'ensemble d'un tronçon. Comme on l'a déjà mentionné, un tronçon est discrétisé en une série d'éléments de calcul. En spécifiant une charge polluante quelconque à introduire sur un tronçon spécifique, le modèle affecte une part égale de cette charge à chaque élément du tronçon, simulant ainsi un apport uniformément réparti.

2.2.3.2 Les processus bio-physico-chimiques

Tel que nous l'avons précisé au chapitre 1, QUAL-2 peut considérer les cinq principaux processus bio-physico-chimiques de gains et de pertes en oxygène dans un système rivière. Ce sont:
- 1) la réaération atmosphérique
- 2) la demande biochimique en oxygène
- 3) la nitrification
- 4) la demande benthique
- 5) la photosynthèse (algues)

La figure 3 illustre les interrelations entre ces divers processus et l'oxygène dissous selon la conception de QUAL-2. Le sens des flèches indique la progression des réactions entre les divers constituants. Selon l'état de perturbation du système rivière à simuler, on peut utiliser seulement les compartiments qui nous intéressent et modifier au besoin le sens de progression des réactions. Il importe alors d'être conscient des hypothèses simplificatrices impliquées dans la représentation mathématique de chacun de ces processus.

2.2.3.2.1 La réaération atmosphérique

Le processus de réaération d'un cours d'eau peut être défini comme étant sa capacité d'obtenir de l'oxygène à partir de l'atmosphère qui constitue la source majeure du système. De façon générale comme pour QUAL-2, la formulation du processus de transfert de l'oxygène de l'air vers l'eau est fonction de la turbulence associée au cours d'eau et du déficit en oxygène dissous de la masse d'eau. La relation est la suivante:

$$\frac{d O_R}{d t} = K_2 (C_S - C)$$
(4)



Figure 3: Structure générale de modélisation de l'oxygène dissous pour QUAL-2

où: $\frac{d \ O_R}{d \ t}$: variation de l'oxygène dissous dû à la réaération (M V⁻¹ T⁻¹) K₂: coefficient de vitesse spécifique de la réaération (T⁻¹) C_S: concentration en oxygène dissous à saturation (M V⁻¹) C : concentration en oxygène dissous observée (M V⁻¹)

Une description plus détaillée de l'origine de cette relation est fournie à l'annexe 2. La difficulté d'application de cette équation réside dans l'évaluation de C_{S} et principalement K_{2} . Dans le modèle QUAL-2, la valeur de l'oxygène dissous à saturation est estimée automatiquement en précisant seulement la température de l'eau à partir de la relation:

$$C_{S} = 24,89 - 0,4259 T + 0,003734 T^{2} - 0,00001328 T^{3}$$
 (5)

où: C_{S} : concentration de l'oxygène dissous à saturation (mg l⁻¹)

T : température de l'eau (°F)

Cette relation est largement utilisée (NCASI, 1980) et s'avère suffisamment précise. En cas de conditions extrêmes de salinité de l'eau et de pression atmosphérique des corrections fines de C_S peuvent être apportées.

Le coefficient de vitesse K_2 peut adopter une large gamme de valeurs (0 à 100 d⁻¹). À moins d'effectuer des mesures in situ complexes et coûteuses, on peut utiliser des formules empiriques pour obtenir une première approximation de K₂. La quasi totalité de ces formules sont basées sur les caractéristiques géométriques et hydrauliques du cours d'eau. On retrouve au tableau 3 les principales formules actuellement employées. Chacune de ces formules a été établie pour des conditions particulières qui doivent guider le choix de la formule la plus appropriée au cas d'application. Le modèle QUAL-2 offre plusieurs options pour l'estimation de K_2 . Il peut calculer automatiquement la valeur de K, à partir de l'une des 6 formules correspondant aux équations a, c, d, e, g et i du tableau 3 qui proviennent de nombreux travaux reflétant des conditions variées de turbulence en riviè-On peut aussi fournir directement une valeur de K_2 ou encore utiliser re. une relation du type:

$$K_{p} = \alpha Q^{\beta}$$
 (6)

où: Q : débit (V T⁻¹) α et β : valeurs empiriques

Ces différentes options pratiques de calcul doivent être précisées pour chaque tronçon.

Tableau 3: Principales formules empiriques pour l'évaluation de K2.

Auteurs	Formule (K ₂ base e)	Unités	Conditions d'applications Commentaires
O'Connor Dobbins	$\left(\frac{D \times V}{1.5}\right)^{0.5}$ (a)	N'importe quel des systèmes d'unités	. calibré en cours d'eau naturel
(1958) (Tiré de Masch <u>et</u> <u>al.</u> , 1978)	н		 pour écoulement isotropique (nb. de Chezy > 17) selon auteurs, généralement applicable partout V : 0,5 - 1,6 pi sec⁻¹ H : 1 - 30 pi
Krenkel et Orlob (1962) (Tiré de Covar, 1976)	1.15 -1.95 9,9 x 10 ⁻⁵ D H (b) L	D = pi ² min ⁻¹ L K ₂ = min ⁻¹ H = pi	- basé sur des mesures en canalisations artificielles
Churchill <u>et al</u> .	0,969 11,57v (c) (c)	¥ = pi sec ^{−1}	, basé sur des mesures en cours d'eau dont le
(1962) (Tiré de Covar, 1976)		H = pi $K_2 = d^{-1}$	débit était contrôlé . étude la plus complète . H : de 2 à 11 pi . Y : de 1.8 à 5 pi sec~1
Owens <u>et al</u> . (1964) (Tiré de Covar, 1976)	0,67 21,64 v (d) H	V = pi sec ⁻¹ H = pi K ₂ = d ⁻¹	<pre>mesures en riviêre désoxygênée artificiellement . V = 0,1 - 5 pi . H = 0,4 - 11 pi</pre>
Langbien et Durum (1967) (1976 de Covar, (1976)	7,6 V (e) 1.33 H	H = pi V = pi sec ⁻¹ K ₂ = d ⁻¹	. calibré à partir des données des travaux de O'Connor Dobbins, Churchill <u>et al.</u> , Owens <u>et al.</u>
Negulescu et Rojanski (1969)	v ^{0.85} v ⁽ -) (f) H	$V = pi sec^{-1}$ H = pi K ₂ = d ⁻¹	 calibré en laboratoire à partir d'un canal en recirculation H < 0,5 pi
Thackston et Krenkel (1969)	۷ ⁵ s g 0,000125 [1+(<u>) –</u> (g) gH H	V = pi sec ⁻¹ H = pi S = pi pi ⁻¹	mesures surtout en laboratoire cas d'application Q = 0,4 m ³ s ⁻¹ V = 0,015 à 0,3 m/s
Tsivoglou	0,054 (_) (h)	∆h = pi	. Étude par traceur
(1972) (Tiré de Covar, 1976)		t = heure K ₂ = heure ⁻¹ 25°C	= Q : 25 å 3000 pi³s−1 - coefficient 0,054 varie avec t°, ⊖=1,022
Tsivoglou et Wallace (1972) (Tiré de NCASI, 1980)	S x ¥ x coeff (1)	S = pi/pi V = pi sec")	. coefficient de Tsivoglou 0,03 à 0,16 . K ₂ en sec ⁻¹
Foree (1976) (Tiré de Zison <u>et</u> <u>al.</u> , 1978)	0,30 + 0,195 ^{1,2} (j)	S = pi/mille K ₂ = d ⁻¹	- calibré sur petits cours d'eau à l'aide de traceur S : O à 42 pi/mille q : 0,02 à 2,02 pi3s ⁻¹ mille ⁻²

- N.B.: À moins d'avis contraire, K est donné dans la base e, à 20°C 2

4

2 Définitions des symboles: D : 8,1 x 10⁻⁵ pi/heure à 20°C V : vitesse du cours d'eau H : profondeur moyenne D : coefficient de dispersion longitudinale L : coefficient de l'spersion longitudinale

- L g : constante de l'accélération gravitionnelle S : pente du lit du cours d'eau An : variation du niveau de surface de l'eau entre 2 points t : temps de parcours entre 2 pts (correspondant à Δh) coeff: coefficient de Tsivoglou et Wallace (1972) q : débit par unité de surface Q : débit

2.2.3.2.2 La demande biochimique en oxygène (DBO)

La DBO est une mesure des effets de la matière organique sur les réserves d'oxygène dissous du cours d'eau. L'emploi des données de DBO à des fins de modélisation nécessite l'évaluation de la vitesse à laquelle s'effectue la réaction de bio-oxydation de la matière organique. Selon Streeter et Phelps (1925), la réaction peut être représentée par une cinétique d'ordre premier:

$$\frac{d O_{DBO}}{d t} = - KL$$
(7)

où: $\frac{d \ 0}{DB0}$: variation de l'oxygène dissous due à la réaction de DBO $\frac{d \ t}{(M \ V^{-1} \ T^{-1})}$

K : coefficient de vitesse spécifique de la réaction de DBO (T-¹)

L : demande en oxygène de la quantité de matière organique présente (DBO carbonée instantanée) (M V⁻¹)

Notons ici que "L" représente l'impact de l'oxydation des matières organiques carbonées, l'oxydation des matières azotées étant considérée comme un processus distinct. Il est important que les mesures effectuées permettent de distinguer ces deux processus (Gowda, 1983; Bansal, 1976b). La relation décrite par l'équation 7 est celle généralement acceptée. C'est celle utilisée dans QUAL-2. Le succès de modélisation de cette formulation dépend d'abord de la représentativité des mesures de DBO et de la signification du coefficient de vitesse utilisé. La valeur du coefficient "K" doit être précisée pour chaque tronçon. Idéalement on peut l'estimer à partir de mesures <u>in situ</u> sinon, il existe différentes méthodes en laboratoire.

De façon à tenir compte des pertes de DBO particulaire par sédimentation, QUAL-2 simule ces effets par la formule suivante:

$$\frac{dL}{dt} = -KL - K_3L$$
(8)

où: <u>dL</u>: variation de la DBO due à la satisfaction de la réaction dt de DBO et perte par sédimentation (M V⁻¹ T⁻¹)

K₃ : coefficient de vitesse spécifique de sédimentation

Bien que la variation de DBO s'exprime par l'équation 8, la demande en oxygène est exercée par le terme "KL" seulement. La DBO qui sédimente s'exprimera par l'intermédiaire de la demande benthique.

Pour une meilleure description du processus de satisfaction de la DBO et des méthodes d'estimation du coefficient spécifique de vitesse de la réaction on peut référer à l'annexe 3.

2.2.3.2.3 La nitrification

Le processus biochimique de transformation de l'azote ammoniacal en nitrite puis en nitrate peut représenter un important terme de perte d'oxygène dissous en rivière (Gowda, 1983). On retrouvera à l'annexe 4 une description des conditions environnementales pouvant influencer le degré d'expression de la réaction de nitrification en milieu naturel.

La consommation d'oxygène dû à la nitrification, tel que simulé par QUAL-2, nous donne:

$$\frac{dO_N}{dt} = -(\alpha_5 \cdot \beta_1 \cdot N_1 + \alpha_6 \cdot \beta_2 \cdot N_2)$$
(9)

dO_N où: — : variation de la concentration d'oxygène dissous due à la nitrifidt

cation

α₅ : facteur stoechiométrique de conversion de l'azote ammoniacal consommé en OD (3.43)

 β_1 : coefficient de vitesse spécifique de la réaction de NH⁺₄ vers NO⁻₂ N₁: concentration en azote ammoniacal (N_{AMM}) (M V⁻¹) α_6 : facteur stoechiométrique de conversion des nitrites consommés en OD (1.14)

 β_2 : coefficient de vitesse spécifique de NO₂ vers NO₃

 N_2 : concentration en nitrate (NO_2^-) (M V⁻¹)

Du fait que la réaction complète de nitrification est contrôlée par le passage N_{AMM}^{+} $NO_{\overline{2}}$, qui est plus lent que le passage $NO_{\overline{2}} \rightarrow NO_{\overline{3}}$, il devient ainsi valable et beaucoup plus simple de représenter le processus par:

$$\frac{dO_N}{dt} = -\alpha_5 \beta_1 N_1 \tag{10}$$

où: α_5 prendrait la valeur 4.57 plutôt que 3.43.

 $\label{eq:ceci_evite_d'avoir à mesurer le taux de variation de NO-2 qui} nécessite des mesures précises vu les faibles concentrations observées en milieu naturel. Il nous reste donc à évaluer <math display="inline">\beta_1$ représenté communément par K_{N} .

Comme pour la réaction de DBO, il faut indiquer au modèle une valeur du coefficient de vitesse K_N pour chaque tronçon. L'évaluation <u>in</u> situ est préférable (voir annexe 4).

2.2.3.2.4 La demande benthique (SOD)

La minéralisation des sédiments organiques exerce une demande en oxygène par deux processus distincts soient: une consommation d'oxygène par les organismes aérobies et l'oxydation des résidus métaboliques de la décomposition anaéropie. Malheureusement, les techniques de mesure traditionnelles ne permettent pas de quantifier indépendamment ces deux processus. De façon générale, on s'entend à représenter la demande benthique comme étant un seul processus exercant une demande fixe (réaction d'ordre zéro). L'équation de QUAL-2 de la perte en oxygène causée par le processus de demande benthique est:

$$\frac{dO(SOD)}{dt} = -K_4 \tag{11}$$

où: $\frac{dO}{dt}$ (SOD): variation de la concentration en OD due à la demande benthique (M V⁻¹ T⁻¹)

K₄ : coefficient de vitesse spécifique du processus de la demande benthique (M V⁻¹ T⁻¹)

Bien que la représentation du processus apparaisse relativement simple, la difficulté réside dans l'estimation de la valeur de SOD qu'il faut spécifier à QUAL-2. Les mesures <u>in situ</u> sont préférables mais s'avèrent difficilement applicables du point de vue opérationnel (voir annexe 5). C'est l'importance quantitative de ce processus dans le bilan global d'oxygène dissous qui peut justifier les énergies à mobiliser pour l'estimation de ce coefficient.

2.2.3.2.5 La photosynthèse et la respiration

Il est reconnu que les algues présentes en rivière peuvent avoir une influence significative sur la concentration en oxygène dissous de l'eau. Par leur processus de respiration les algues consomment continuellement de l'oxygène. Par contre, en période diurne, les mécanismes de photosynthèse qui opèrent peuvent résulter en un bilan positif de production d'oxygène. On sera donc susceptible d'observer une fluctuation temporelle de la concentration en oxygène dissous à un point fixe de la riviere.

L'influence de la photosynthèse (P) et de la respiration (R) peut être modélisé selon 2 approches générales (NCASI, 1985). La première approche est basée sur une évaluation directe des effets de P et R à partir de l'observation des fluctuations journalières. La deuxième approche, telle que privilégiée par QUAL-2, décrit plutôt la relation de cause à effet. C'est une estimation indirecte à partir de la modélisation de la biomasse algale.

QUAL-2 assume que la concentration de biomasse algale est directement proportionnelle au contenu en chlorophylle a selon la relation

$$C = \alpha_0 A \tag{12}$$

où: C : concentration en chlorophylle a ($M V^{-1}$)

 α_0 : facteur de conversion

A : concentration de biomasse algale (M V^{-1})

La variation de la biomasse algale est affectée à la perte par respiration et sédimentation et en gain par croissance. Ces processus sont tous considérés comme des réactions de premier ordre selon la relation (NCASI, 1980):

 $\frac{dA}{dt} = (\mu - \rho - \frac{\sigma}{H}) A$ (13)

où: t: temps (T)

- μ : coefficient de vitesse spécifique de photosynthèse (T⁻¹)
- ρ : coefficient de vitesse spécifique de respiration (T⁻¹)

 σ : coefficient de vitesse spécifique de sédimentation (L T⁻¹)

H: profondeur moyenne

L'équation nous présentant le bilan net d'oxygène dû à l'influence des algues est (NCASI, 1985):

$$\frac{dO_A}{dt} = \alpha_{3\mu}A - \alpha_{4\rho}A$$
(14)

- α₃: coefficient de proportionalité d'oxygène produit par unité de biomasse algale
- α₄: coefficient de proportionalité d'oxygène consommé par unité de biomasse algale

Une sous-routine de QUAL-2 permet de faire varier le coefficient de vitesse de production d'oxygène " μ " en fonction des conditions de pénétration de la lumière dans l'eau de la rivière et de la concentration en éléments nutritifs tels nitrates et orthophosphates. Ainsi, la production d'oxygène telle que simulée par QUAL-2 est modulée par les conditions d'ensoleillement et d'enrichissement du milieu ce qui la rend plus réaliste. Par contre, un tel type de représentation fait intervenir plusieurs coefficients dont la calibration nécessite des données détaillées rarement disponibles.

2.2.3.2.6 Effet de la température

Les vitesses des réactions bio-physico-chimiques de réaération, DBO, nitrification, demande benthique, photosynthèse et respiration sont directement influencées par la température ambiante. En se basant sur la loi de Van't Hoff-Arrhénius, le modèle QUAL-2 traduit cet effet de température par:

$$K_{(T)} = K_{20} \theta^{(T-20)}$$
 (15)

οù: K_(T): coefficient de vitesse de réaction à la température T
 K₂₀: coefficient de vitesse de réaction à 20° C
 θ: coefficient de correction de température
 T: ° C

Les différents processus sont influencés à des degrés divers par la température, nécessitant l'estimation de divers coefficients " θ ". En ce sens, le modèle QUAL-2 permet de préciser une valeur de θ pour chaque réaction.

- 37 -

2.2.4 Équation globale du bilan de l'oxygène dissous

En cumulant les représentations mathématiques des processus de réaération, DBO, nitrification et demande benthique et en introduisant les effets du transport et de la dispersion longitudinale, on représente alors l'équation complète de la simulation de l'oxygène dissous en rivière, telle que solutionnée par le modèle QUAL-2. Notons que le processus de demande benthique est représenté par la relation " K_{4} /H" où la profondeur moyenne "H" est utilisée uniquement pour rendre les unités ocmpatibles avec les autres processus.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial \left(D_{L} \left(\frac{\partial C}{\partial x} \right) \right) \partial (\overline{U}C)}{\partial X} + \frac{S_{C}}{A_{X} dX} + [K_{2}(C_{S}-C) + (\alpha_{3}\mu - \alpha_{4}\rho)A - K_{1}L - \frac{K_{4}}{H} - \alpha \beta N]$$
(16)

où: C : concentration en oxygène dissous (mg 1^{-1})

- t: temps obtenu à partir de la vitesse et de la distance parcourue pour un tronçon (d)
- A_{χ} : aire de la section d'écoulement (obtenu à partir de la largeur et profondeur) (pi²)

H : profondeur moyenne (pi)

 D_i : coefficient de dispersion longitudinale ($\rho i^2 \text{ sec}^{-1}$)

dx: longueur du tronçon (ou de l'élément de calcul) (mi)

 \overline{U} : vitesse moyenne du cours d'eau (pour chaque tronçon) (pi sec⁻¹)

S_c: apport ou perte en oxygène (variable environnementale) (mg 1^{-1})

- K₂: coefficient de vitesse spécifique de la réaération (d-1)
- α₃: coefficient de proportionnalité d'oxygène produit par unité de
 biomasse algale
- μ : coefficient de vitesse spécifique de photosynthèse (d⁻¹)
- «4: coefficient de proportionnalité d'oxygène consommé par unité de biomasse algale
- ρ : coefficient de vitesse spécifique de respiration (d⁻¹)
- A : concentration de la biomasse algale (mg 1^{-1})
- C_{c} : concentration d'oxygène dissous à saturation (mg 1⁻¹)
- K_1 : coefficient de vitesse spécifique de la réaction de DBO carbonée (d^{-1})
- L : concentration en DBO carbonée ultime (mg 1^{-1})
- K₄: coefficient de vitesse spécifique de la réaction de demande benthique (g $pi^{-2} d^{-1}$)
- α : coefficient stoechiométrique équivalent à la quantité d'oxygène nécessaire pour le passage NH₄⁺ \rightarrow NO₃⁻
- β : coefficient de vitesse spécifique de la réaction de nitrification (d⁻¹)
- N : concentration en azote ammoniacal (mg 1^{-1})

Les unités présentées sont celles qu'il faut indiquer au modèle QUAL-2. Des transformations intrinsèques au modèle sont effectuées pour les rendre compatibles aux processus de calcul. On ne peut que constater le manque de rigueur du modèle tel que conçu à ce sujet.



CHAPITRE 3: APPLICATION DU MODÈLE

L'application d'un modèle et son utilisation à des fins prédictives nécessite la réalisation des étapes de <u>calibration</u> et <u>validation</u> du modèle.

Pour un modèle de qualité simulant l'évolution de l'oxygène dissous, la calibration consiste à ajuster, pour une situation donnée, les divers coefficients de l'algorithme mathématique du modèle de façon à reproduire le plus fidèlement possible les extrants, soit les conditions d'oxygène dissous observées, à partir des intrants correspondants, soit les apports des différents termes de gains et de pertes en oxygène du système rivière étudié. Pour une situation nouvelle, si l'on peut reproduire adéquatement les extrants à partir des intrants correspondants et du modèle pré-calibré on peut alors considérer le modèle validé et prédictif.

A priori, pour la présente application, nous espérions accumuler un nombre suffisant de données historiques pour nous permettre de calibrer et valider le modèle d'oxygène dissous QUAL-2. Ceci expliquait en partie le choix de la rivière Yamaska-Nord qui avait été l'objet de multiples études. Pour le seul tronçon en aval de la municipalité de Granby, 5 points d'échantillonnage et 3 stations de jaugeage furent opérées. Des échantillons étaient prélevés jusqu'à 2 fois par mois et analysés pour une large gamme de paramètres physico-chimiques. Malheureusement, ces données de débit et de qualité de l'eau se sont avérées inaptes à nous assurer une calibration fine et une validation du modèle pour les raisons suivantes:

- Les corrélations entre les caractéristiques hydrauliques (vitesse d'écoulement et profondeur) et le débit sont abondantes mais ne caractérisent pas le cours d'eau au niveau de discrétisation nécessité par le modèle. On possède des données pour une partie seulement du bassin d'étude.
- <u>On dispose rarement des débits et des charges pour les sources</u> ponctuelles de contamination parallèlement aux concentrations observées dans le cours d'eau.
- 3) <u>Ces campagnes d'échantillonnages visaient à mettre en évidence les effets de la pollution plutôt que les causes, or, le principe même d'un modèle d'OD est la quantification des relations cause à effet. Par exemple, des mesures de DBO étaient effectuées sans l'évaluation des conditions d'OD prévalant à ce moment sur le cours d'eau.</u>
- 4) La grande variabilité longitudinale des données historiques de qualité traduit des conditions environnementales variées dû au fait que <u>les épisodes d'échantillonnages de qualité étaient établis indépendamment des conditions d'écoulement et d'équilibre du</u> cours d'eau.

Sans vouloir s'engager dans une campagne de mesure longue et coûteuse, nous avons procédé à la cueillette d'un minimum de données de façon à tout au moins illustrer plus adéquatement le comportement et les particularités du modèle QUAL-2. Évidemment, cette situation confère une portée restreinte à la signification des simulations qui seront réalisées quant à leur potentiel prédictif. On devra plutôt y voir l'utilité du modèle à des fins cognitives.

La section suivante constitue une synthèse de la démarche menant à l'identification et l'évaluation des données nécessaires à l'application du modèle QUAL-2 pour la simulation de l'évolution de l'oxygène dissous. On trouvera en annexe une description plus détaillée des méthodes utilisées. Pour faciliter la référence à l'exemple du fichier d'entrée des données et du format de sortie du modèle inclus en annexe, la correspondance dans le système d'unités anglais accompagnera les valeurs précisées dans le système métrique.

3.1 Description du bassin à l'étude

Le tronçon de la rivière Yamaska-Nord situé en aval de la municipalité de Granby reçoit les eaux usées de cette population de près de 35,000 habitants. Aux eaux usées domestiques s'ajoutent des effluents industriels incluant des rejets importants de l'industrie agro-alimentaire. La pratique de l'élevage et de l'agriculture le long du cours d'eau intensifient la pression polluante.

Sur ce tronçon facilement accessible d'une quinzaine de kilomètres, un écoulement lent résulte de la faible pente observée (0,43 à 0,80 m Km^{-1}). De façon à recueillir les informations nécessaires à la discrétisation du cours d'eau et à l'estimation des paramètres hydrauliques et de cinétique bio-physico-chimique, 7 stations de jaugeage et autant de stations d'échantillonnage ont été opérées (figure 4). À ce moment, immédiatement en aval du point de rejet municipal, la rivière Yamaska-Nord montrait tous les symptômes apparents d'une forte contamination organique: eau brunâtre et troublée, odeurs fétides, dégagement de gaz traduisant une importante activité anaérobique au niveau du village de St-Alphonse de Granby.

3.2 Discrétisation du cours d'eau

À partir de photos aériennes et en se basant sur les caractéristiques morphométriques et hydrauliques observées sur le cours d'eau, 6 tronçons furent délimités de façon à obtenir des zones relativement homogènes. Pour obtenir une représentation graphique plus claire un septième tronçon fut ajouté en tête de bassin (voir annexe 6).

De façon à comptabiliser adéquatement l'impact d'un tronçon où une vitesse très lente fut observée sur une courte distance (0,021 m sec⁻¹), l'unité de base de la longueur des éléments de calcul a été établie en fonction de la longueur de ce tronçon soit environ 300 mètres (0,2 mille). Cette unité de longueur est juste compromis entre une unité plus grande qui ne nous aurait pas permis de bien représenter la variation rapide de l'oxygène dissous et une longueur plus courte qui aurait mené à un nombre d'éléments de calcul inutilement élevé. La figure 5 schématise le système rivière discrétisé.

- 44 -



Figure 4: Bassin de la rivière Yamaska-Nord en aval de Granby



Figure 5: Transcription du système rivière Yamaska-Nord pour QUAL-2

3.3 Paramètres hydrauliques

Les débits observés lors des visites des mois d'août et d'octobre 1983 traduisent bien la sévérité des étiages caractérisant la rivière Yamaska-Nord. Bien que le réservoir Boivin situé en amont de Granby devait garantir un débit de 1,4 mcs (50 pcs), il ne délivrait en fait que 0,6 mcs (20 pcs) lors de la visite du mois d'octobre (débit amont). L'émissaire principal de la municipalité amenait 0,4 mcs (15 pcs) d'eaux usées pour un débit total de 1,0 mcs (35 pcs), débit demeurant relativement constant dans la partie aval du cours d'eau. Le tableau 4 présente les valeurs de débit, vitesse et profondeur mesurées en octobre 1983 sur la Yamaska-Nord. Notons que pour le secteur d'étude, considérant les vitesses observées sur chaque tronçon, on observe un temps de parcours des eaux de près de 1,5 jours. Compte-tenu de la grande similitude entre les tronçons 2 et 4, on a affecté au tronçon 4 les caractéristiques hydrauliques évaluées sur le tronçon 2.

À partir des données recueillies (au moins 2 mesures à chaque station pour des débits différents) et de relevés historiques de jaugeage à quelques stations, les relations Débit-Vitesse et Débit-Profondeur furent établies pour chaque tronçon. De même, le coefficient de rugosité de Manning fut estimé à partir de l'équation de Chow (voir annexe 7). Tableau 4: Paramètres hydrauliques (83-10-12).

	Station	Vitesse (m s ⁻¹ moyenne	l) Profondeur (m) moyenne	Largeur (m) mouillée	Débit*(mcs)	
A:	amont	-	-	-	0,56	
B:	effluent				-	
	Granby	-	-	-	0,42	
С:	tronçon # 2	0,10	0,53	17,10	0,97	
D:	tronçon # 3	0,19	0,32	15,00	0,94	
Ε:	tronçon # 5	0,02	1,69	24,75	0,91	
F:	tronçon # 6	0,36	0,21	12,39	U,98	
G:	tronçon # 7	0,16	0,40	14,10	0,95	
*	Le débit est	c obtenu à pa	rtir de la relatio	n Q = VHL o	ù Q = débit	

V = vitesse moyenne, H = profondeur, L = Largeur mouillée.

- 47 -

Pour le cas présent d'application, les variables environnementales hydrauliques qu'il faut préciser au modèle sont les débits mesurés à la limite amont de la rivière et à l'effluent municipal. Ces débits seront combinés et véhiculés à chaque élément de calcul. Ces débits établissent les conditions initiales permettant entre autres d'évaluer les charges de contaminants apportées et véhiculées dans le cours d'eau.

3.4 Paramètres de cinétique bio-physico-chimique

De façon à planifier plus adéquatement la campagne d'échantillonnage menant à l'estimation des divers paramètres de cinétique bio-physicochimique nous avions à priori procédé à une pré-sélection des processus significatifs par une revue de littérature des études réalisées antérieurement sur la rivière Yamaska-Nord.

3.4.1 Processus significatifs sur le bassin d'étude

En 1976 Campbell <u>et al</u>. ont caractérisé de façon spatiale et temporelle le comportement des substances nutritives sur le bassin de la rivière Yamaska. Ils notèrent entre autres l'importante contribution des sources ponctuelles en période d'étiage pour le secteur Yamaska-Nord, traduisant une plus grande sensibilité à la détérioration de ses eaux, en période estivale. Provencher <u>et al</u>. (1979) identifiaient plus précisément le tronçon de la Yamaska-Nord situé en aval de la municipalité de Granby comme étant le plus détérioré et grandement affecté par les rejets de la ville. Ce tronçon doté d'une pente très faible reçoit aussi des charges d'origine agricole et ne montre pratiquement pas d'amélioration de sa qualité de Granby à l'embouchure. On y a observé une grave déficience en oxygène dissous durant les mois chauds de l'été, créant par moment des problèmes d'odeurs.

Dans son "Plan d'aménagement des eaux du bassin versant de la Yamaska", Jones (1978) mentionne lui-aussi la présence de conditions anoxiques sur la Yamaska-Nord. Jones estime que les causes majeures sont: le faible débit de la rivière (50 pcs), la grande consommation d'eau par la ville et la présence des industries agro-alimentaires dont les eaux usées affichent de fortes concentration en DBO. <u>"Une analyse de la problématique du tronçon de rivière localisé en aval de Granby démontre que le problème de consommation en oxygène est causé non seulement par les matières organiques présentes, mais aussi par les fortes concentrations d'ammoniaque observées qui suscitent une demande en oxygène considérable" (Jones, 1978).</u>

Dans son numéro du 11 août 1983, le quotidien <u>La Voix de l'Est</u> qualifie la rivière Yamaska d'"égout à ciel ouvert". Il classe la municipalité de Granby parmi les principaux responsables de la pollution du cours d'eau mentionnant entre autres la présence "de fortes odeurs se dégageant au niveau de Saint-Alphonse, lieu où les matières en suspension s'agglutinent".

Cette description caricaturale est caractéristique des problèmes de turbidité, de couleur et d'envasement excessif engendrés par des rejets d'eaux usées municipales et industrielles à caractère organique. Cette situation traduit une sédimentation importante de matière organique particulaire correspondant à une activité de fermentation intense telle que décrit par Burdick (1976). Une visite effectuée sur le site à l'été 1983 a révélé que la situation ne s'est nullement améliorée. On y note la présence de fortes odeurs de décomposition, une eau colorée brunâtre et des conditions anoxiques par endroit.

Compte tenu des fortes charges en DBO et NH₃ et de l'existence d'une zone de sédimentation importante identifiée dans le secteur à l'étude, nous avons décidé d'appliquer le modèle QUAL-2 en fonction des processus suivants:

- la réaération atmosphérique
- 1a DBO
- la nitrification
- la demande benthique

L'absence de traces de production photosynthétique sur le bassin d'étude nous a contraint à ne pas considérer ce processus. Cette démarche résulte en une simplification de l'algorithme du bilan global de l'oxygène dissous (équation 16) en éliminant les termes relatifs à l'influence des algues (équation 14).

3.4.2 Méthode d'échantillonnage de la qualité de l'eau

Pour l'évaluation des charges en matières organiques et en azote ammoniacal ainsi que pour l'évaluation des coefficients de vitesse spécifique des réactions de DBO et de nitrification, 7 points d'échantillonnage ont été visités aux périodes correspondantes aux mesures de débit. Un premier point à l'amont de l'émissaire municipal permet d'évaluer la charge polluante entrant dans le système. Un deuxième point situé à l'exutoire de l'émissaire principal de la municipalité de Granby complète les sources ponctuelles en contaminants. Les sources supplémentaires peuvent provenir de déversements illicites de lisier animal ou des égouts sanitaires isolés du secteur environnant de Granby et de Saint-Alphonse de Granby constitué d'environ 150 personnes (Environnement Québec, communication personnelle). Ces sources supplémentaires ne seront pas compilées en tant que sources ponctuelles mais on tentera d'évaluer leur contribution à l'aide du modèle en les considérant comme des sources diffuses. Le long du cours d'eau, 5 autres stations de qualité nous permettent de schématiser l'évolution des paramètres de qualité mesurés qui sont: la DCO (demande chimique en oxygène), la DBO et l'azote ammoniacal (analyse <u>in vitro</u>) et bien entendu l'oxygène dissous et la température (mesure in situ, appareil YSI modèle 57).

Les stations étaient échantillonnées d'amont vers l'aval, sans toutefois tenir compte du temps de parcours entre les stations. Bien que les eaux séjournent 1,5 jours pour parcourir la quinzaine de kilomètres, la campagne de mesure était réalisée en 8 heures pour des fins pratiques. L'échantillon d'eau était prélevé au centre, intégré sur la verticale. Des problèmes d'analyse en laboratoire ont rendu inutilisables les données de qualité de la campagne du mois d'août. Le tableau 5 présente les données de qualité pour la visite du mois d'octobre.

	Station	T°(°C)	OD(mg 1-1)	DBO ₅ (mg 1-1)	N _{AMM} (mg 1-1)
1.	amont	16	7,2	36	0,88
2.	effluent	16	0,0	52	8,57
3.	Granby, (rue Simonds)	16	4,0	39	3,10
4.	Pont (route 139)	15	0,8	42	0,24
5.	Pont (route 10	15	0,3	52	0,11
7.	Pont Saint-Alphonse	14	0,0	46	1,60
8.	Pont Choinière	14	0,3	62	1,51

「ableau	5:	Données	de	qualité	pour	le	83-10-12.

3.4.2.1 Évolution longitudinale de la qualité de l'eau

À la figure 6, les graphes a, b, c et d illustrent l'évolution longitudinale de la qualité de l'eau observée en octobre 1983 respectivement pour la température, la DBO₅, l'azote ammoniacal et l'oxygène dissous.



La température de l'eau demeure relativement constante. Un écart de seulement 2°C fut observé entre les limites amont et aval. Notons qu'en conditions estivales extrêmes on peut observer des températures de 25°C alors que la température moyenne observée en octobre était de 15°C.

Les fortes concentrations de DBO_5 observées traduisent bien l'état de contamination importante par les rejets de matières organiques. La tendance à l'augmentaiton de la DBO_5 de l'amont vers l'aval indique la présence de sources de contamination supplémentaires.

Pour l'azote ammoniacal, l'apport de l'émissaire devrait faire passer la concentration en rivière de 0,88 à 4.2 mg/l. Or, en aval de l'émissaire on observe une concentration de seulement 3,1 mg/l et une disparition très rapide du N_{AMM} plus en aval. Au niveau de Saint-Alphonse on remarque une remontée du N_{AMM} indiquant la présence d'une source de contamination.

À l'amont de l'effluent, le cours d'eau est saturé à 73% en OD. À partir du point de rejet de l'effluent, l'OD en riviere diminue de façon brutale. Notons qu'une part importante de cette diminution est causée par simple effet de dilution de l'émissaire qui constitue plus de 40% du débit total et affiche une concentration nulle en OD. En calculant la résultante mathématique du mélange de l'effluent et du cours d'eau, on obtient une concentration résiduelle de 4,1 mg/l. Or, la station de qualité en aval de

- 54 -

l'émissaire affiche une concentration de 4,0 mg/l en Od. Par la suite, l'OD continue à diminuer pour atteindre une concentration nulle au niveau de Saint-Alphonse (kilométrage 10), amorçant une faible remontée par la suite.

C'est cette situation des réserves d'OD de la rivière Yamaska-Nord que nous tenterons de reproduire par modélisation mathématique à l'aide de QUAL-2.

3.4.3 Estimation des paramètres de cinétique

Les coefficients de vitesse spécifique de réaction de nitrification, DBO et réaération ont été évalués pour chaque tronçon. Les effets de la demande benthique ont été confinés au tronçon 5 où des signes évidents d'activité anaérobie ont été observés. Ces divers processus sont soumis à l'influence de la tempréature. Dans tous les cas, l'évaluation des paramètres de cinétique de vitesse de réaction à différentes températures est effectuée par l'application de la relation de Van't Hoff-Arrhénius (équation 15).

Le cheminement détaillé de l'évaluation des divers paramètres est présenté à l'annexe 8 qui elle, réfère aux annexes précédentes décrivant les différentes méthodes d'estimation des paramètres.

Pour le processus de nitrification, la disparition rapide de l'azote ammoniacal dans la portion amont du cours d'eau a mené à une estimation des coefficients de vitesse d'oxydation à des valeurs élevées $(K_N = 5,81 \text{ d}^{-1} \text{ à } 16 \text{ °C})$. Des conditions environnementales favorables à la réalisation de la réaction de nitrification ont été observées dans ce secteur (pH optimum de 8,7). À des fins de standardisation, les valeurs de K_N établies <u>in situ</u> ont été ramenées à 20°C après avoir sélectionné une valeur moyenne de Θ selon la littérature. Des concentrations importantes en azote ammoniacal sont introduites par l'amont (0,88 mg/l) et par l'émissaire (8,57 mg/l).

L'augmentation amont-aval du contenu en matière organique (DBO) nous contraint à estimer le coefficient de vitesse de réaction de DBO par des méthodes dites de laboratoire. Le coefficient $K_{1 \ lab} = 0,23 \ d^{-1}$ obtenu par des mesures sur 5 jours consécutifs correspond aux caractéristiques d'un effluent typiquement domestique. Pour transposer ces données en rivière, nous avons utilisé une relation mathématique fonction des caractéristiques de pente, vitesse et profondeur de chaque tronçon (Tierney et Young, 1974). Les effets de la température sont comptabilisés par l'utilisation d'un coefficient Θ correspondant à un effluent de nature semblable à celui de la municipalité de Granby. Les intrants de DBO mesurés en DBO₅ sont précisés en DBO ultime (53 mg/l à l'amont et 76 mg/l dans l'effluent).

Pour la demande benthique, nous avons sélectionné une valeur de K₄ et Θ dans la littérature selon le type de pollution observé (Thomann, 1972) tel que rapporté à l'annexe 5.

- 56 -

De façon à comptabiliser l'ensemble des sources de contamination, il a fallu quantifier les charges de DBO et de N_{AMM} qui semblent être apportées au cours d'eau à l'aval de l'émissaire principal de la municipalité de Granby.

Il s'agit en fait d'effectuer à priori une simulation de dégradation de la DBO et de nitrification de N_{AMM} avec les charges ponctuelles seulement (sources amont et émissaire). Par la suite, on introduit dans des tronçons spécifiques les charges en DBO et NH_3 nécessaires pour ajuster la courbe simulée des charges ponctuelles et charges ajoutées à la situation observée (figure 7). Dans le cas de la DBO observée, nous avons utilisé une courbe lissée pour pallier aux fortes variations longitudinales enregistrées attribuables entre autres à la grande variabilité de la mesure et à l'échantillônnage unique réalisé.

Dans le cas présent, les faibles concentrations d'OD observées sur le cours d'eau (OD < 2 mg/l) jointes à l'impossibilité d'évaluer directement le coefficient de dégradation de la DBO en rivière (K_D), introduisent un biais dans l'évaluation de la charge diffuse. En effet, de telles conditions d'anoxie ont un effet inhibiteur sur la vitesse de réaction de DBO, effet non intégré par l'utilisation du coefficient de dégradation en laboratoire (K_1). Comme on simule des conditions aérobies, la dégradation de matière organique simulée est plus importante qu'en réalité. Ceci mène à une légère surestimation de la valeur de charge diffuse nécessaire pour reproduire la charge observée.

- 57 -



en DBO et N_{AMM}

En se reportant au tableau 6, ce seraient donc près de 4 200 kgd⁻¹ de DBO_U et 97 kgd⁻¹ d'azote ammoniacal qui constitueraient les apports de pollution non inventoriés à l'origine. En faisant un bilan global des charges en DBO, on obtient un équivalent total de 6 344 kgd⁻¹ de DBO₅ (9 580 kgd⁻¹ de DBO_U) correspondant assez bien à la charge de 6 800 kgd⁻¹ de DBO₅ estimée par le ministère de l'Environnement du Québec pour le secteur de Granby (Henri Durocher, 1983, communication personnelle).

Bien que l'on puisse calibrer plus finement ces valeurs, nous les assumerons valables pour nous permettre de procéder à divers scénarios de simulation. Il faut voir ici <u>l'utilité du modèle QUAL-2 à des fins d'esti</u>mation de charges polluantes non quantifiées à l'origine.

La dernière étape de calibration est opérée par la simulation des différentes options de calcul de K_2 . Le coefficient de correction de température pour la réaction de réaération a été estimé à l'aide du graphe de Metzger (Zison <u>et al.</u>, 1978) à partir des valeurs de K_2 calculées par le modèle selon la formule de Thackston et Krenkel (1969). La figure 6 montre bien l'influence marquée du coefficient de réaération sur le résultat final de la simulation. C'est la formule de Thackston et Krenkel qui fournit le meilleur ajustement. Malgré l'écart entre les courbes simulées et observées dans la section amont du bassin, nous considérons cette dernière simulation acceptable. La méconnaissance des facteurs responsables de cette situation

_ 59 _

DBO ultime					Azote ammoniacal			
Tronçon	Concentration observée (mg 1 ⁻¹)	Concentration simulée: sources ponctuelles seulement (mg 1 ⁻¹)	Charge* diffuse ajoutée (kg d ⁻¹)	Concentration ajustée: sources diffuces ajoutées (mg 1 ⁻¹)	Concentration observée (mg 1 ⁻¹)	Concentration simulée: sources ponctuelles seulement (mg l ⁻¹)	Charge* diffuse ajoutée (kg d ⁻¹)	Concentration ajustée: sources diffuses ajoutées (mg 1 ⁻¹)
1	53	53	-	54	0,88	0,88	-	0,88
2	57	62	878	64	3,10	2,98	-	2,98
3	62	57	818	73	0,24	0,38	- 1	0,38
4	76	53	1322	78	0,11	0,28	-	0,28
5	-	-	97	-	-	-	97	-
6	67	50	145	81	1,60	0,26	-	1,33
7	91	48	878	82	1,51	0,25	-	1,26
OTAL			4198				97	
								1

 Tableau 6:
 Estimation des charges diffuses en DBQ et azote ammoniacal

*: Les charges sont calculées à partir des informations présentées à l'annexe 9, sections Data type 8 et Data type 8A.
jointe au respect du caractère déterministe des relations à la base de la structure même du modèle, rendent difficilement justifiable l'ajustement des courbes par des modifications aléatoires des paramètres d'entrée. Ceci traduit l'inaptitude du modèle à représenter adéquatement cette portion du système réel et le besoin d'y procéder à des études plus exhaustives.

Le tableau 7 effectue une synthèse de la méthodologie ayant mené à l'évaluation des divers paramètres du modèle nécessaires à sa calibration. On retrouvera à l'annexe 9 un exemple du fichier d'entré et de sortie du modèle QUAL-2 pour la simulation produisant le meilleur ajustement. Ceci comprend un tableau pour les valeurs d'OD, DBO et N_{AMM} par tronçon pour chaque élément de calcul. On obtient aussi un résumé par tronçon indiquant en plus les valeurs des paramètres hydrauliques et des paramètres de cinétique des processus simulés. Se joint aussi, une représentation graphique de l'évolution longitudinale de l'OD et de la DBO.

3.5 Analyses de sensibilité

L'analyse de sensibilité constitue un moyen par lequel on évalue dans quelle mesure la réponse d'un modèle est influencée par les divers paramètres et constituants de ce modèle. En modifiant ainsi la valeur d'un paramètre de cinétique, d'hydraulique ou d'une charge d'un paramètre de qualité de l'eau, on vérifie de quelle façon la réponse de simulation, telle la concentration résultante en oxygène dissous, est à son tour modifiée. Une telle analyse nous permet entre autres:

PARAMÈTRES	MÉTHODE	VALEURS ET/OU COMMENTAIRES	
Caractéristiques physiques			
- longueur du cours d'eau	curvimètre, carte topographique 1:20.000	9,2 milles ou 14,8 km (réel); 9,4 mil- les ou 15.1 km (modèle)	
- nombre de tronçons	délimiter en sections homogènes	7 tronçons dont 1 fictif pour graphique	
- borne amont	fonction du système rivière réel	1 limite amont	
 nombre d'effluents 	fonction du système rivière réel	1 effluent	
- element de compilation	de 1'0.D.	U,2 mille de longueur (320 m)	
Hydraulique			
- nombre de stations	fonction de similitude hydraulique des troncons	amont; effluent; tronçons (5)	
- débits (Q)	annuaire hydrologique et/ou mesures	effluents: 15 pcs (0,4 mcs); amont: 20 pcs (0,6 mcs)	
- vitesse moyenne (V)	mesures <u>in situ</u> et données historiques	aval: 35 pcs (1 mcs) 0 07 à 1.21 pi s ⁻¹ : estimé par $0 A =2$	
- profondeur movenne (H)	mesures in situ et données historiques	0.7 à 1.78 pi: estimé par OUAL-2	
- largeur mouillée (1)	mesures in situ et données historiques	41,3 à 82,5 pi	
- relation V ou H = αQ^{β}	régression lineaire	utilisé α et β pour estimer V et H en	
- coefficient de Manning	équation 33 (Chow, 1959)	fonction du débit Q 0,035 à 0,062; utilisé pour estimation de D.	
- dispersion longitudinale	équation 2 (Masch <u>et al.</u> , 1978)	calculé par QUAL-2 à partir de n, V, H	
- pente	à partir de coupe longitudinale du	2,3 à 4,3 pi/mille	
E an at 6 an	bassin		
Cinétique			
Demande biochimique en	équation (8) (assume K ₃ L négligeable)	résoud par QUAL-2 sur chaque élément de	
oxygene	mesures de DBO sur 5 jours:	calcul; assume ordre 1 valeur typique de $0.23 d = 1$	
"1(lab)	optimisation non linéaire	valeur cyprque de 0,25 d	
Kn	correction de $K_{1(1ab)}$ par équation (27)	0,23 à 0,47 d ⁻¹ ; valeur pour chaque	
5	1(145)	tronçon	
concentrations DBO	mesures <u>in situ</u> en DBO ₅ ; amont, aval, effluent	36 ā 62 mg/1 de DBO ₅	
conditions initiales	transforme DBO ₅ en DBO _U par éq. (25)	<pre>amont: 53 mg/l; effluent: 76 mg/l</pre>	
ΘKn	selon littérature; fonction nature de	Θ = 1,036 (Aubin, 1982)	
2	pollution		

Tableau 7: Synthèse de l'estimation des paramètres du modèle.*

* Les unités présentées dans le tableau sont celles utilisées dans le modèle.

- 62 -

PARAMETRES	METHODE	VALEURS ET/OU COMMENTAIRES
Nitrification	équation 9 (assume $[N0_2^{-}]$ négligeable)	résoud par QUAL-2 sur chaque élément; assume ordre 1
α ₅ (conversion N _{AMM} → NO ₃) K _N	selon littérature; N _{AMM} → NO ₃ méthode <u>in situ,</u> éq. 34; ramener à 20°C par ég (35)	4,57 mg/l en OD pour 1 mg/l de N _{AMM} O,44 à 8,40 d ⁻¹ ; valeur pour chaque tronçon
concentrations N _{AMM}	mesures <u>in situ</u> NH ₃ + NH ⁺ ; amont, aval. effluent	0,11 à 8,57 mg/l
conditions initiales ⁹ Ku	mesures <u>in situ;</u> amont, effluent selon littérature; valeur médiane	amont: 0,88 mg/l; effluent: 8,57 mg/l ⊖ = 1,0773
Demande benthique	équation (11)	résoud par QUAL-2 par élément; assume ordre O
K ₄	selon littérature; fonction de nature de la pollution	4,00 mg pi ² d ⁻¹ ; restreint au tronçon #5
^Θ K ₄	selon littérature	Θ = 1,0718
<u>Réaération</u> K_ C _S (saturation en OD)	équation (4) tableau 8; équations a, c, d, e, g, i équation (5); fonction de t°eau	résoud par QUAL-2 pour chaque élément résoud par QUAL-2; option par tronçon résoud par QUAL-2; valeur par tronçon
^o K ₂	valeur moyenne K ₂ par éq. g du tableau	Θ = 1,0135
L	8 et interpolation de θ sur fig. 23	
Oxygène dissous	équation (16) sans influence des algues	résoud par QUAL-2 pour chaque élément
concentration OD	mesures in situ; amont, aval, effluent	7,2 à 0 mg/1; constitue situation à reproduire
conditions initiales	mesures <u>in situ</u> ; amont, effluent	amont: 7,2 mg/l; effluent: 0 mg/l
charge en DBO _U et N _{AMM}	estimation par ajustement de la courbe simulée des apports ponctuels et diffus à la courbe observée	calculé par tronçon à partir de Q _{ajouté} et [DBO _U], [N _{AMM}] valeurs surestimées quand [O.D.] → zéro

Tableau 7:	Synthèse de l'estimation	des paramètres du modèle	(suite).

- d'évaluer l'importance relative des divers processus considérés dans l'étude d'un système rivière donné;
- 2) d'identifier les constituants du modèle qui requièrent plus d'attention en terme de méthode d'échantillonnage, d'analyse ou d'estimation.

En pratique, on examine la sensibilité d'une variable en faisant varier un seul paramètre à la fois. Une des particularités des plus intéressantes de QUAL-2 en ce sens est la facilité qu'il offre pour effectuer de telles analyses de sensibilité. Sans avoir à modifier la valeur même d'un paramètre utilisé dans le modèle, il suffit de sélectionner le paramètre désiré selon un choix d'options relativement complet et d'indiquer le pourcentage de variation correspondant. QUAL-2 effectue alors une simulation en ajoutant puis en retranchant la variation indiquée à la valeur initiale.

La valeur de variation utilisée représente habituellement l'incertitude ou l'erreur associée à chaque paramètre. En se basant sur une étude menée par le NCASI (1982) sur différents modèles de qualité, nous avons retenu les valeurs de \pm 20% pour les paramètres hydrauliques et \pm 50% pour les paramètres de cinétique et les charges en contaminants. Les paramètres retenus pour l'analyse sont les suivants:

vitesse moyenne (V)	±	20%
profondeur moyenne (H)	±	20%
débit amont (Q)	±	20%
coefficient de vitesse de DBO (Ks)	±	50%
charge de l'effluent en DBO (PD)	±	50%
source diffuse en DBO (DD)	Ŧ	50%
coefficient de vitesse de N_{AMM} (K_N)	±	50%
charge de l'effluent en N ('PN)	±	50%
AMN		
sources diffuse en N _{AMM} (DN)	±	50%
demande benthique $(K_{4}^{n})^{n}$	±	50%

Les abréviations stipulées entre parenthèses sont celles qu'on retrouve aux figures 9 et 10 pour la représentation graphique des variations résultantes en OD en un point situé à l'amont et un autre à l'aval du bassin.

3.5.1 Interprétation des analyses

Vu les faibles valeurs d'OD observées sur le cours d'eau, il devient difficile de juger de la sensibilité du modèle pour certains paramètres puisque dans bien des cas, on atteint une concentration nulle en OD. Nous nous baserons alors surtout sur l'effet à la hausse de l'OD.

Il est intéressant de voir qu'à l'amont (figure 9), les valeurs d'OD prédites sont plus sensibles aux variations de Q, V et H dans l'ordre décroissant alors qu'à l'aval (figure 8), on note la situation inverse. Ceci est du à l'effet combiné de V et H sur l'intensité de réaération et le temps de parcours. Quand V augmente, K_2 est augmenté dû à la relation V/H utilisée et le temps de parcours est diminué, minimisant la quantité de matière organique dégradée. Quand H est augmentée, K_2 est diminué et le temps de parcours est augmentée, favorisant la réaction de bio-dégradation qui peut alors s'exercer plus longtemps.

Pour la DBO on note une sensibilité plus grande du modèle pour K_D à l'aval puisque des charges importantes sont ajoutées sur le cours d'eau et que l'effet sur l'OD est cumulatif. De par leur importance les charges diffuses estimées ont un impact tout aussi important que les charges ponctuelles à l'aval du cours d'eau.



Figure 8: Effets de K₂ sur la courbe d'oxygène dissous

1 '

- 66 -







Figure 10: Sensibilité des paramètres à l'aval du bassin (15 km)

- 68 -

Pour l'azote ammoniacal, l'impact sur les réserves d'OD est évidemment plus important à l'amont puisque on y observe les charges élevées de NH₃ et les valeurs plus grandes de K_N. D'ailleurs, c'est la charge ponctuelle de N_{AMM} plutôt que celle de DBO qui régit la chute d'OD à l'amont tel que suggéré par la forte variation de l'OD pour une diminution de 50% de la charge de N_{AMM}.

Pour la demande benthique (K₄) et les charges diffuses (DN, DD) on remarquera que ces paramètres n'apparaissent pas dans l'analyse de sensibilité pour la section amont du bassin puisque la simulation de ces paramètres est restreinte à la section aval. Du fait de la faible étendue géographique soumise à l'expression du processus de demande benthique par rapport à l'ensemble du bassin modélisé ce processus démontre une faible influence sur les prédictions d'OD.

En utilisant les valeurs d'OD obtenues par simulation-avec les différentes formules empiriques de la réaération on peut investiguer la sensibilité du modèle au paramètre K₂. La figure 11 aligne les valeurs d'OD prédites à l'amont et à l'aval du bassin pour les différentes options de calcul de K₂.

La réaération ayant un effet cumulatif d'amont vers l'aval, les différences sur les valeurs prédites à l'aval sont conséquemment plus marquées. On note ainsi une différence de 7 mg/l sur la valeur d'OD prédite à l'aval à l'aide de la formule de Owens <u>et al</u>. (1964) et celle de Thackston et Krenkel (1969).

- 69 -





En résumé, un point très intéressant émerge de cette analyse. La sensibilité du modèle en relation avec les paramètres hydrauliques et de cinétique est aussi grande sinon plus que la sensibilité aux paramètres de charge en DBO et N_{AMM}. Ceci souligne <u>l'importance d'accorder une attention particulière à la sélection et/ou l'évaluation des divers paramètres hydrau-liques et de cinétique du modèle plutôt que de s'attarder uniquement aux charges introduites et à leurs effets.</u>

3.6 Scénarios d'interventions d'assainissement

Dans les pages qui suivent nous viserons principalement à exploiter et illustrer les capacités du modèle QUAL-2 en tant qu'outil cognitif et outil de gestion par des divers scénarios de traitement des eaux usées. De fait, la non validation du modèle contraint considérablement la portée prédictive des simulations. Nous considèrerons que c'est ce qui se passerait si QUAL-2 avait été adéquatement calibré et validé.

Il s'agira en fait d'estimer quelle charge polluante doit être retirée des eaux usées brutes pour éviter de causer un préjudice à l'environnement. Utilisant l'oxygène dissous comme paramètre intégrateur de la qualité de l'eau, on vérifie par simulation si un niveau cible d'OD, par exemple 4 mg/l (McNeely <u>et al.</u>, 1980), est respecté sur le cours d'eau pour diverses conditions climatiques et hydrauliques.

Impact des sources ponctuelles en DBO et N_{AMM} 3.6.1

Dans l'alternative où on devrait traiter les eaux usées urbaines de Granby, on peut tenter d'évaluer l'impact spécifique à cette source de pollution. On assumera les conditions suivantes:

- les charges polluantes ponctuelles sont regroupées à l'effluent (DBO = 150 mg/l N_{AMM} = 10,0 mg/l) en amont de l'égout, le cours d'eau est saturé en OD (9,8 mg/l à 16°C) a)
- b) 16°C)
- on néglige les sources diffuses et la demande benthique. c)

À cette situation correspond la courbe notée "1" à la figure 12. Les seules sources ponctuelles suffisent à épuiser rapidement les ressources en OD du cours d'eau. À partir du tronçon 5, l'absence de sources diffuses permet une remontée en OD jusqu'à une valeur de plus de 3 mg/l. La presque totalité du cours d'eau est sous le niveau cible à respecter.

3.6.2 Simulations de traitement des eaux usées

En traitement des eaux usées il est essentiel de connaître les types de contaminants sur lesquels il faut agir et dans quelle proportion ils doivent être enlevés. Ceci permet alors de sélectionner le type de procédé adéquat et de préciser le rendement de traitement nécessaire. Cela se traduit par des économies en évitant d'appliquer des interventions d'assainissement qui s'avèreraient stériles ou inutilement surévaluées.

La courbe "2" de la figure 12 simule un enlèvement de la charge de DBO de 90%, sans affecter l'azote ammoniacal. On remarque à l'aval du bassin une remontée jusqu'à 80% de saturation en OD mais on demeure sous le niveau cible de 4 mg/l sur près de 9 km. Un traitement des eaux usées basé uniquement sur l'enlèvement de la DBO serait dans ce cas insuffisant.

Les courbes "3" et "4" montrent les effets d'un enlèvement de la charge d'azote ammoniacal couplé au traitement de la DBO. Un enlèvement de 50% de NH_3 (courbe 3) laisse une partie de près de 2 km sous le seuil critique alors qu'une diminution de 90% (courbe 4) prédit un déficit maximal de 1,6 mg/l d'OD et un retour à 89% de saturation à l'aval du cours d'eau.

Sachant que l'augmentation des coûts associée à des rendements de traitement élevés (> 75%) revêt une allure exponentielle, on con,oit aisément que le modèle devient très utile pour rechercher la solution optimale c'est-à-dire celle qui permet de respecter le critère de qualité à un coût minimum.

3.6.3 Impacts des sources diffuses et de la demande benthique

En supposant qu'aucune intervention d'assainissement ne puisse être appliquée aux sources diffuses et au processus de demande benthique il est intéressant de voir dans quelle mesure ces facteurs peuvent affecter le cours d'eau après avoir traité au maximum les sources ponctuelles de la municipalité de Granby.

- 73 -



Figure 12: Effets de la diminution des charges ponctuelles en DBO et $N_{\mbox{\rm AMM}}$ sur l'OD

Tel que présenté à la figure 13, courbe "5", le seuil de 4 mg/l serait respecté sur tout le cours d'eau. C'est à la sortie du tronçon 5 qu'on retrouve la valeur minimale d'OD dû à la consommation d'oxygène engendrée par l'apport diffus d'azote ammoniacal et à la demande benthique spécifiques à ce tronçon.

3.6.4 Prédictions pour diverses conditions hydrauliques et climatiques

Les conditions d'étiage observées ayant servi à la calibration du modèle étaient particulièrement sévères. Un barrage érigé à l'amont du système rivière à l'étude est sensé délivrer un débit miminum garanti de 1,4 mcs en saison estivale. À ce débit, les sources ponctuelles traitées associées aux sources diffuses et à la demande benthique provoquent un déficit maximal d'OD de seulement 1,6 mg/l (figure 14, courbe "6") comparativement à un déficit de 4,2 mg/l pour le débit amont observé de 0,6 mcs (figure 14, courbe "5").

Aux figures 15 et 16 les conditions d'oxygène dissous en rivière ont été prédites respectivement pour des débits amont de 0,6 et 1,4 mcs, à des températures de 15, 20 et 25°C, températures pouvant être observées en période estivale.

Rappelons qu'une stimulation des processus biochimique de consommation d'oxygène est conséquente à l'augmentation de température à laquelle se combine une baisse de la valeur d'oxygène dissous à saturation.

-75 -



Figure 13: Effet des sources diffuses et de la SOD après traitement





Figure 14: Conséquences de l'augmentation du débit à l'amont



Ainsi, pour un enlèvement maximum des charges en DBO et N_{AIM} des eaux usées de Granby, les charges supplémentaires introduites le long du cours d'eau alliées à la demande en oxygène exercée par les sédiments du tronçon 5 n'entraîneraient des conditions préjudiciables que pour des températures plus grandes que 20°C à un débit amont de 0,6 mcs (figure 15).

CONCLUSION

L'idée d'utiliser un modèle déterministe, simulant les processus majeurs relatifs à l'OD selon une structure modulaire, était justifiée par l'intention d'acquérir un modèle informatisé pouvant être appliqué à divers cours d'eau où les processus fondamentaux sont les mêmes mais varient en intensité. À ces qualités de base, le modèle QUAL-2 offre les avantages d'une documentation détaillée résultant d'applications nombreuses.

De par le principe de discrétisation du système rivière employé, il est possible de représenter des réseaux complexes avec de nombreux tributaires et émissaires.

L'hypothèse de base du modèle assumant une variation des concentrations strictement dans l'axe longitudinal nous permet de dresser certaines limites d'application. En effet, toute simulation est alors inapte à représenter la situation réelle pour la zone non mélangée. C'est une question de dimensions entre les sources de contamination et le milieu récepteur. Plus le rapport entre le débit d'un effluent et le débit du milieu récepteur est grand, plus le mélange transversal s'opère rapidement et plus le modèle est adéquat. En conditions de "steady-state" hydraulique et biophysico-chimique, la considération du coefficient de dispersion longitudinale alourdit inutilement l'algorithme de calcul du modèle.



Pour la représentation mathématique des processus bio-physicochimiques, l'abondante littérature révèle un niveau élevé d'empirisme. Les algorithmes utilisés dans QUAL-2 sont ceux actuellement acceptés et utilisés dans la plupart des modèles de simulation de l'oxygène dissous. QUAL-2 offre certaines facilités intéressantes dont: une correction artomatique des paramètres de cinétique en fonction des variations de température; l'intégration des modifications de vitesse et de profondeur suite à une modification des débits; une répartition uniforme d'une charge de contaminant sur un tronçon pouvant simuler ainsi une source diffuse; le calcul du coefficient de vitesse de réaération à l'aide de différentes formules.

En vue d'une application du modèle, le bassin de la rivière Yamaska-Nord fut sélectionné. Ce cours d'eau avait l'avantage d'avoir été souvent étudié et bénéficie d'une banque de données hydrologiques et de données de qualité considérable. Malheureusement, les objectifs des études antérieures ne correspondent pas à la précision requise à des fins de modélisation. Les mesures historiques d'hydraulique visaient essentiellement à établir la variation de débit le long du cours d'eau et faisait abstraction des caractéristiques de vitesse et de profondeur. Or, de façon à respecter l'hypothèse de "milieu homogène", les variations morphométriques seules peuvent mener à l'installation de plusieurs stations de mesures hydrauliques à l'intérieur d'une section de rivière où le débit serait pourtant constant. De plus, les stations hydrologiques étant généralement localisées à des singularités du cours d'eau, elles ne décrivent pas adéquatement la morphométrie du tronçon correspondant. Le modèle étant sensible aux caractéristiques hydrauliques, on comprend l'importance de posséder des informations

-83 -

valables. Notons aussi que les simples mesures de débit à la sortie d'émissaires sont des mesures rares et pourtant nécessaires à l'évaluation des charges de contaminants déversées.

Pour les données historiques de qualité de l'eau, leur inadéquation provient de la grande variabilité des concentrations observées conséquente à une absence de planification en fonction des épisodes hydrologi-Il est préférable de bien caractériser une situation particulière que ques. d'effectuer plusieurs descriptions incomplètes. Par exemple, des mesures de DBO étaient relevées indépendamment des conditions d'OD du milieu récepteur rendant ces données inutilisables pour un modèle d'OD fondé justement sur les relations de cause à effet. Cette situation nous a menés à recueillir le minimum d'informations nécessaires à une application adéquate du modèle. La simple démarche à suivre pour recueillir ces données intégrant les relations de cause à effet fournit des informations des plus intéressantes. Ainsi, les mesures de N_{AMM} en rivières indiquaient déjà l'importance de cet élément dans le bilan global de l'oxygène dissous. Il semble que des sources importantes de contamination étaient alors présentes en aval de l'émissaire principal de la municipalité de Granby.

Lors de la calibration du modèle, nous avons utilisé le mode de répartition uniforme des contaminants pour évaluer grossièrement les sources de contaminants non inventoriées à l'origine. Par une analyse de sensibilité le modèle s'est révélé sensible aux paramètres de cinétique ce qui affecte affecte à l'utilisateur, responsable de l'estimation de ces paramètres, une large part des responsabilités quant aux performances de prédiction du modèle et met en relief l'obligation d'établir une procédure logique menant à leur estimation. La persistance d'une divergence entre le système simulé et le système réel a mis en évidence la nécessité de recourir à une méthodologie d'utilisation intérative du modèle consistant en la recherche des mécanismes ou facteurs du système réel responsables de cette divergence. Une calibration fine du modèle par l'ajustement aléatoire des paramètres d'entrée du modèle est à proscrire. Le modèle doit se mouler au système réel et non l'inverse. C'est en respectant ce principe que l'on transforme un outil cognitif en un outil hautement prédictif.

Bien que l'absence de validation des résultats confère une portée restreinte aux prédictions, on peut tout de même émettre certaines recommandations relatives aux interventions d'assainissement de l'eau de la rivière Yamaska-Nord. Ainsi, toute alternative de traitement envisagée en fonction des conditions d'oxygène dissous, paramètre intégrateur de la qualité de l'eau, devrait être basée sur l'enlèvement de la DBO et du N_{AMM} à un degré optimal (enlèvement à un coût d'opération minimum évitant tout préjudice). Une action centrée sur la DBO seulement risque de mener à des investissements majeurs stériles. Des recommandations plus détaillées pourraient être fournies à partir de données plus complètes. Le modèle s'avère apte à simuler aisément des conditions environnementales diversifiées.

En conclusion, la grande versatilité du modèle QUAL-2 assurée par:

Ia large gamme de processus pouvant être simulés;

 les nombreuses options de calcul offertes (analyses de sensibilité, calcul du coefficient de réaération, estimation des charges diffuses, etc.);

- 85 -

- son fichier de données détaillé permettant d'effectuer des modifications importantes avec un minimum de manipulation;
- sa vitesse remarquable de simulation de scénarios divers à un coût minimum;

lui confère un potentiel puissant de rationalisation des décisions d'intervention en rivière. Sa seule utilisation à des fins cognitives en justifie largement son emploi de par sa capacité à manipuler des concepts relativement complexes.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ADAMOWSKI, K. et A.C. MIDDLETON. (1977). Steady-state D.O. Model for the Rideau River. Can. J. Civil. Eng., 4(4): 471-481. ANDERSON, P.W.W. (1978). Deterministic stream-quality model of oxygen resources in the Manasquan river basin, N.J. ANONYMOUS (1980) Standard methods for the examination of water and waste water 15° edition. Prepared by APHA, AWWA, WPCF. AUBIN, L. (1982). Détermination du taux de biodégradation et influence de la température sur celui-ci. 5e Symposium sur le traitement des eaux usées Association québécoise des techniques de l'eau, Montréal, pp. 163-182. BANSAL, M.K. (1975). Deoxygenation in natural streams. Water Resources Bulletin, 11(3): 491-504. BANSAL, M.K. (1976a). Dispersion model for an instantaneous source of pollution in natural streams and its applicability to the Big Blue River (Nebraska). Proceeding of the conference on Environmental Modeling and Simulation, Cincinnati, Ohio, USEPA, pp. 335-339. BANSAL, M.K. (1976b). Nitrification in natural streams. J. Water Poll. Cont. Fed. 48(10): 2381-2383. BATHALA, C.T., DAS, K.C. et W.D. JONES. (1979). Assimilative capacity of small streams. Amer. Soc. Civil Eng., J. Env-Eng. Div., 105(EE6): 1049-1061. BOES, M. (1978). The biocenotic model. In: Modeling the Water Quality of the Hydrological Cycle Symposium. Proceedings of the Baden Symposium, Sept. 78, IAHS-MASA, 125: 86-94. BOSKO, K. (1966). Advances in water pollution research. International Association on Water Pollution Research, Munich. BROSMAN, D.R. (1977). Discussion: Nitrification in natural streams. J. Water Poll. Cont. Fed., 49(5): 876-878.

BURDICK, J.C. (1976). Analysis of oxygen demand of sediments. Proc. of the Spec. Conf. on dredging and its Environmental Effects, Mobile, AL. Jan. 26-28, Amer. Soc. Civil Eng., N.Y., 319-352 pp. CAMPBELL, P.G.C. Couture, P. Lachance, M. et L. Talbot (1976) Etude intégrée de la qualité des eaux des bassins versants des rivières St-François et Yamaska. Volume 2, secteurs des substances nutritives, Ministère des richesses naturelles, Direction générale des eaux, Service qualité des eaux, publication Q.E.-17, 127 p. CHIARO, P.S. et D.A. BURKE. (1980). Sediment oxygen demand and nutrient release. Amer. Soc. Civil Eng., J. Env. Eng. Div., 106(EE1): 177-195. CHOW, V.T. (1959). Open channel hydraulics. McGraw Hill, Toronto, 680 p. CHURCHILL, M., ELMORE, H. et R. BUCKHINGHAM. (1962). The prediction of stream reaeration rates. Proc. Amer. Soc. Civil Eng., J. San. Eng. Div., 88(SA4): 1-46. CLUIS, D. (1973). Analyse des réactions en rivière: modèles mathématiques de qualité. Revue de littérature. INRS-Eau, Rapport scientique No 23, 127 p. COVAR, A.P. (1976). Selecting the proper reaeration coefficient for use in water quality models. Texas Water Quality Board, presented at the USEPA Conference on Environmental Simulation and Modeling, April 19-22, 340-343 pp. CURTIS, E.J.C., DURRANT, K. et M.M.I. HARMAN. (1975). Nitrification in rivers in the Trent basin. Water Res., 9: 255-268. DEEGEN, V.F. (1972). Applied mathematical modeling of the oxygen distribution in a Mississippi stream. Southern Mississippi University, 69 p. DOBBINS, W.E. (1964). BOD and oxygen relations in streams. Proc. Amer. Soc. Civil. Eng., J. San., Eng. Div., 90(SA3): 53-79. EDEBERG, N. et B.V. HOFSTEN. (1973). Oxygen uptake of bottom sediments studies and in laboratory. Water Res., 7: 1285-1294.

FILLOS, J. et A.H. MOLOF. (1972). Effect of benthal deposits on oxygen and nutrient economy of flowing waters. J. Water Poll. Cont. Fed., 44(4): 644-662. FOREE, E.G. (1976). Reaeration and velocity prediction for small streams. Amer. Soc. Civil Eng., J. Env. Eng. Div., EE 5, p. 937. GATES, W.E. et S. GHOSH. (1971). Biokinetic evaluation of BOD concepts and data. Proc. Amer. Soc. Civil Eng., J. San. Eng. Div., 97(SA3): 287-309. GOWDA, T.P.H. (1983). Modeling nitrification effects on the dissolved oxygen regims of the Speed river. Water Res. 17(12): 1917-1927. GRADY, L.C.P. et M.C. LIM. (1980). Biological wastewater treatment. Marcel Decker Inc., New York, 963 p. GRIMSRUD, G.P. FINNEMORE' E.J. ET H.J. OWEN (1976) Evaluation of water quality models: a management guide for planners. U.S. EPA., Office of Research and Development, Washington, D.C., 176 p. GUJER, W. (1977). Discussion: Nitrification in natural streams. J. Water Poll. Cont. Fed., 873-876. HEWITT, J.P. et J.V. HUNTER. (1975). A comparison of the methods used to calculate first order BOD equation constants. Water Res., 9: 683-687. HINES, W.G., RICKERT, D.A., MCKENZIE, S.W. et J.P. BENNETT. (1975). Formulation and use of practical models for river quality assessment. River quality assessment of the Willamette River Basin, Oregon, Geological Survey Circular, 715-B, 13 p. HOCKENBURY, M.R. et C.P.L. GRADY, Jr. (1977). Inhibition of nitrification-effects of selected organic compounds. J. Water Poll. Cont. Fed., pp. 768-777. HUNTER, J.V., HARTNETT, M.A. et A.P. CRYAN. (1973). A study of the factors determining the oxygen uptake of benthal stream deposits. Rutgers University - The State University of New-Jersey, 32 p. JONES, H.G. (1978). Plan d'aménagement des eaux du bassin versant de la Yamaska. Office de planification et de développement du Québec, 265 p. KHOLDEBARIN, B. et J.J. OERTLI. (1977). Effect of pH and ammonia on the rate of nitrification of surface water. J. Water Poll. Cont. Fed., 49(7): 1688-1692.

KNOWLES, G. et A.C. WAKEFORD. (1978).

A mathematical deterministic river-quality model. Part I: Formulation and description. Water Res., 12: 1149-1153.

KOIVO, A.J. et G. PHILLIPS. (1976).

Optimal estimation of DO BOD and stream parameters using a dynamic discrete time model. Water Res. Res., 12(4): 705-711.

KRENKEL, P.A. et V. NOVOTNY. (1979).

River water quality model construction. <u>In</u>: Modelling of rivers, Hsieh Wen Shen, John Wiley & Sons, Toronto.

KRENKEL, P.A. et G.T. ORLOB. (1962). Turbulent diffusion and the reaeration coefficient. Trans. Amer. Soc. Civil Eng., 128: p. 293.

KRENKEL, P.A. et R.J. RUANE. (1979). Basic approach to water quality modeling. In: Modeling of Rivers, Hsieh Wen Shen, John Wiley & Sons, Toronto.

KUNKLE, G.R. et S.L. WORDELMAN. (1978). Organic assimilation capacity of Maumee River estuary at Toledo, Ohio. J. Water Poll. Cont. Fed., 50, 957-969

LAHONI, B.N. and P. ADULBHAN. (1977).

A goal programming model applied to regional water quality management. In: Environmental systems planning, design and control, Vol. 1, Proceedings of the International Federation of Automatic Control (IFAC), Kyoto, Japon, pp. 181-187.

LANGBIEN, W.B. et W.H. DURUM. (1967). The aeration capacity of streams. U.S. Geological Survey Circular, S42.

LESOUEF, A. (1976).

Modèle d'autoépuration de cours d'eau, relations entre DBO et oxygène incluant le cas de sédimentation des matières organiques et de respiration des sédiments. Bibliographie sommaire (référence perdue).

LOMBARDO, P.S. (1973).

Critical review of currently available water quality models. Hydrocomp Inc. Prepared for Office of Water Resources Research, 91 p.

MARSKE, D.M. et L.B. POLKOWSKI. (1972).

Evaluation of methods for estimating biochemical oxygen demand parameters. J. Water Poll. Cont. Fed., 44(10) 1987-2000.

MASCH et al. (1978).

Simulation of water quality in streams and canals: Theory and description of the QUAL-I mathematical modeling system. Report 128. Prepared by Franck O. Masch and Associates and the Texas Water Development Board, Published by Texas Water Development Board, Austin, Texas, 64 p.

Center, 162: 62 p. McDONNELL, A.J. et S.D. HALL. (1969). Effect of environmental factors on benthal oxygen uptake. J. Water Poll. Cont. Fed., 41(8): 353-363. MCKENZIE, S.W., HINES, W.G., RICKERT, D.A. et F.A. RINELLA. (1979). Steady-state dissolved oxygen model of the Willamette river basin, Oregon. River quality assessment of the Willamette river basin, Oregon. Geological Survey Circular, 715-J, 28 p. MCNELLY, R.N., NEIMANIS, V.P. et L.DWIER (1980) Référence sur la qualité des eaux. Guide des paramètres de la qualité des eaux. Environnement Canada, Direction générale des eaux intérieures. Direction de la qualité des eaux, Ottawa, Canada, 100 p. METZGER, I. (1968). Effects of temperature on stream aeration. Amer. Soc. Civil Eng., J. Env. Eng. Div., 94(SA6): 1153. MORRISETTE, D.G. et D.S. MAVINIC. (1978). BOD test variables. Amer. Soc. Civil Eng., J. Env. Eng. Div., (EE6) 1213-1222. NCASI (National Council of the paper industry for Air and Stream Improvement). (1979). Further studies of sediment oxygen demand measurement and its variability. NCASI Technical Bulletin, No 321, 25 p. NCASI (National Council of the paper industry for Air and Stream Improvement). (1980). A review of the mathematical water quality moder QUAL-II and guidance for its use. NCASI Technical Bulletin, No 338., 306 p. NCASI (National Council of the paper industry for Air and Stream Improvement). (1982). A study of the selection, calibration and verification of mathematical water quality models. NCASI Technical Bulletin, No 367, 134 p. NCASI (National Council of the paper industry for Air and Stream Improvement). (1985) A compilation of surface water quality modeling formulations, rate constants and kinetic coefficients. NCASI Technical Bulletin, no 473, 140 p. NEGULESCU, M. et V. ROJANSKI. (1969). Recent research to determine reaeration coefficient. Water Res. 3: 189-202. NOVOTNY, V. (1975). Discussion: Deoxygenation in natural streams. Water Res. Bull., 11(5): 1058.

Sediments oxygen demand and its effect on dissolved oxygen in a cutoff meander of the Kaskaskia river. University of Illinois, Water Resources

MATHIS, B.J., et T.A. BUTTS. (1981).

- NOVOTNY, V. et P.A. KRENKEL. (1975). A waste assimilative capacity model for a shallow turbulent stream. Water Res., 9: 233-241.
- O'CONNOR, D.J. et D.M. DIVTORO. (1970). Photosynthesis and oxygen balance in streams. Proc. Amer. Soc. Civil Eng., J. San. Eng. Div., 96 (SA2): 547-571.
- O'CONNOR, D.J. et W.E. DOBBINS. (1958). Mechanism of reaeration in natural streams. Trans. Amer. Soc. Civil Eng., Vol. 123, p. 641.
- O.P.D.Q. (Office de planification et de développement du Québec) . (1979). L'eau dans l'aménagement et le développement du territoire de la région de Montréal - région O6. Problématiques et orientations, Collection les schémas régionaux, 394 p.
- OWENS, M., EDWARDS, R.W. et J.W. GIBBS. (1964). Some reaeration studies in streams. Int. J. Air Water Poll., Vol. 8, p. 469.
- PROVENCHER, M., BELANGER, B., et H. DUROCHER (1979) Caractérisation de la qualité de l'eau de la rivière Yamaska-Nord: rapport complémentaire. Service de la qualité des eaux, Ministère des Richesses naturelles, Québec, 127 p.
- RICKERT, D.A. (1984). Use of dissolved oxygen modeling results in the management of river quality. J. Water Poll. Cont. Fed., 56(1): 94-101.

RICKERT, D.A., HINES, W.G. et S.W. McKENZIE. (1975). Planning implications of dissolved oxygen depletion in the Willamette river, Oregon. Urbanization and Water Quality Control. Proceedings No 20 of the American Water Resources Association, 71-83

ROESNER, L.A., MONSER, J.R. et D.E. EVENSON. (1977). Computer program documentation for the Stream quality model QUAL-II. Prepared for the Environmental Protection Agency, Systems Development Branch, Iowa and Cedar river basins models project, 73 p.

ROQUES, H. (1980).

Fondements théoriques du traitement biologique des eaux. Volume II, Technique et Documentation, 2° édition, Paris.

SHELTON, S.P., BURDICK, J.C. et W.A. DREWRY. (1978). Water quality modeling in a low flow stream. J. Water Poll. Cont. Fed., October, Water quality modeling in a low flow stream, 2280-2306.

SPONAGLE, C.E. (1974).

Water quality studies training manual. U.S. Environmental Protection Agency, OWPO Municipal Permits and Operations Division, National Training Center, Cincinnati, 452 p.

STREETER, H.W. et E.B. PHELPS. (1925). A study of the pollution and natural purification of the Ohio river. Pub. Health Bull. 146, U.S. Pub. Health Service, Washington, D.C. TETREAULT, R., DESJARDINS, R., BELAND, Y. et F. BRIERE. (1983). Evaluation de la constante d'utilisation de la DBO et du coefficient de température: comparaison de deux méthodes. Sc. Tech. Eau, 16(3): 255-259. TEXAS DEPARTMENT OF WATER RESOURCES. (1977). QUAL-IIQ User's Manual. Prepared by Administrative Operations Division of Water Ouality, T.D.W.R., Austin, Texas, 27 p. THACKSTON, E.L. and P.A. KRENKEL. (1969). Reaeration prediction in natural streams. Proc. Amer. Soc. Civil Eng., J. San. Eng. Div., 95(SA1): 65-94. THOMANN, R.V. (1972). Systems analysis and water quality measurement. Environmental Research and Applications Inc., New York. TIERNEY, G.F. et G.K. YOUNG. (1974). Relationship of biological decay to stream morphology. Prepared by Meta Systems Inc., Springfield, Virginia. TSIVOGLOU, E.C. (1972). Direct tracer measurement of the reaeration capacity of streams and estauries. Water Pollution Control Research Series Report 16050, U.S. Environmental Protection Agency. TSIVOGLOU, E.C. et J.R. WALLACE. (1972). Characterization of stream reaeration capacity. Ecological Research Series Report No EPA-R3-72-012, U.S. Environmental Protection Agency, 324 p. VAN BENSCHOTEN, J. et W.W. WALKER Jr. (1984). Calibration and application of QUAL-II to the Lower Winooski river. Water Res. Bull., 20(1): 109-117. WAITE, T.D. (1978). An evaluation of non-specific measurements on organic pollutants in waters and wastewaters. Australian Water Resources Council. Technical Paper, 34: 162. WHITEHEAD, P., BECK, B. and E. O'CONNELL. (1981). A systems model of streamflow and water quality in the Bedford river system. 2: Water quality modeling, Water Res., 15(10): 1157-1171.

WILLIS, R., ANDERSON, D.R. et J.A. DRACUP. (1975). Steady-state water quality modeling in streams. Amer. Soc. Civil Eng., J. Env. Eng. Div., 101(EE2): 245-258.

WU, S. et R.C. AHLERT. (1979). Applications of a steady-state, one-dimensional water quality model. Water Res. Bull., 15(3): 660-670.

ZANONI, A.E. (1967).

Waste water deoxygenation at different temperatures. Water Res., 1: 543-566.

ZISON , S.W., MILLS, W.B., DEIMER, D. et C.W. CHEN (1978) Rates, constants and kinetics formulations in surface water quality modeling. U.S. Environmental Protection Agency, Athens, Georgia, PB-290 938, 317 p. Annexe 1

Principaux processus bio-physico-chimiques du bilan d'oxygène dissous

Effectuons un bref rappel des principes de modélisation de l'oxygène dissous de façon à identifier au préalable les processus bio-physicochimiques les plus importants.

La raison première de l'utilisation de l'oxygène dissous comme indicateur de la qualité de l'eau en rivière et de sa modélisation repose essentiellement sur l'importance de ce gaz dans la réalisation des divers processus biochimiques ayant lieu dans un cours d'eau. Dépendamment des conditions d'apport, d'export, de consommation ou de production d'oxygène rencontrées dans un cours d'eau, la concentration d'oxygène dissous dans la masse d'eau se trouvera soit en état de saturation, de sursaturation ou de déficit par rapport à la concentration d'oxygène dans l'atmosphère. Lorsque la demande en oxygène est négligeable et que la quantité d'algues photosynthétiques présentes n'entraînent pas de sursaturation, conditions normalement rencontrées, le taux de transfert net d'oxygène entre l'air et l'eau est nul.

Cependant, si une activité biochimique quelconque consomme de l'oxygène, la concentration de ce gaz passe sous le niveau de saturation et l'oxygène est transféré de l'air dans l'eau par le processus de <u>réaération</u>. Plus le déficit en oxygène est grand, plus la vitesse de réaération augmente. La figure 17 montre bien la situation typique des effets de l'introduction d'une charge polluante organique sur l'évolution de l'oxygène dissous en rivière.




Ce sont ces principes qui ont conduit à l'élaboration du modèle classique de Streeter et Phelps (1925). Ce modèle fut utilisé pour décrire les effets de déversements d'eaux usées domestiques sur la concentration en oxygène dissous de la rivière Ohio.

La formulation est basée sur une hypothèse simple de bilan. L'équation originale de Streeter et Phelps est la suivante:

$$dD/dt = K_1 L - K_2 D \tag{17}$$

Le terme K_1L signifie que le <u>taux de biodégradation</u> de la matière organique (K_1) est proportionnel à la DBO (L). De façon analogue, le terme K_2D , indique que le <u>taux de réaération</u> du cours d'eau (K_2) est directement proportionnel au <u>déficit en oxygène dissous</u> (D) du cours d'eau par rapport à sa valeur à saturation.

On peut reprocher au modèle de Streeter et Phelps de ne tenir compte que de 2 processus majeurs contrôlant la faculté d'auto-épuration du cours d'eau soit: la réaération atmosphérique et la consommation d'oxygène par les bactéries aérobies effectuant le processus de minéralisation de la M.O. (matière organique) (Fig. 18).

- 1.4 -



Figure 18: Schématisation de l'équation de bilan de Streeter et Phelps (1925).

Par la suite on a vu apparaître des modèles de plus en plus complexes tenant compte d'un plus grand nombre de processus. Citons en exemple le modèle de Thomann qui fut appliqué à la rivière Manasquan dans le New Jersey par Anderson (1978). Ce modèle détaillé tient compte des entrées et des sorties d'oxygène suivantes:

- quantité d'oxygène provenant des sources d'eau convergentes;
- réaération à partir de l'atmosphère;
- production d'oxygène dans l'eau par photosynthèse;
- réaération artificielle par des ouvrages anthropogéniques;
- oxydation biochimique de la matière organique carbonée dissoute ou dispersée;
- oxydation biochimique de la matière organique azotée dissoute ou dispersée;
- décomposition benthique des dépôts de surface des sédiments;
- respiration des plantes aquatiques;
- consommation d'oxygène par des réactions chimiques spécifiques.

- 1.5 -

On pourrait continuer longtemps à énumérer des listes de processus considérés par certains auteurs tels Dobbins (1964); O'Connor et Di Toro (1970); Novotny et Krenkel (1975); Deegen (1972).

Bien qu'il semble à priori plus réaliste de tenir compte de tous les processus connus, l'évaluation de la contribution de chacun de ces processus ne va pas sans difficulté. En effet, l'ajout de nouvelles descriptions mathématiques impliquant bon nombre de coefficients difficiles à évaluer, introduit des sources supplémentaires d'erreurs et d'incertitudes.

<u>Il importe donc de considérer uniquement les facteurs majeurs et</u> <u>significatifs qui régissent le comportement de l'indicateur de qualité con-</u> <u>cerné</u> afin de pouvoir accorder plus de crédibilité aux résultats de la simulation.

En accord avec les modèles d'oxygène dissous couramment utilisés, on peut formuler une sommation des <u>principaux processus</u> responsables des gains et des pertes d'oxygène en rivière (mécanismes autres que transport et dilution) (Van Benschoten et Walker, 1984; Rickert, 1984; Shelton <u>et al</u>., 1978; Adamowski et Middleton, 1977):

X = réaération + photosynthèse

+ (-DBO carbonée - nitrification - demande benthique) (18)

où: X: terme global des processus de gains et de pertes d'OD

La réaréation et la DBO carbonée peuvent être perçues comme des processus majeurs. Par contre, les processus de nitrification, demande benthique et photosynthèse sont plus ou moins importants, dépendamment des conditions observées pour une rivière donnée. La figure 19 schématise les interactions de l'oxygène dissous avec les principaux processus de gains et de pertes.

-



Figure 19: Schématisation des principaux processus de gains et de pertes en oxygène dissous.



Annexe 2

La réaération atmosphérique

4

Équation générale de la réaération atmosphérique

Le processus de réaération d'un cours d'eau peut être défini comme étant sa capacité d'obtenir de l'oxygène provenant de l'atmosphère. Ce processus peut être décrit en étapes distinctes en accord avec la théorie de la double couche (Zison et al., 1978): le processus débute dans la phase gazeuse, l'oxygène traverse le film gazeux du côté gazeux de l'interface air-liquide et ensuite traverse le film liquide situé du côté liquide de l'interface pour finalement se distribuer dans la masse d'eau sous-jacente. Chaque étape requiert une période de temps déterminée. Le temps de passage dans la masse d'eau est l'étape la plus lente et limite tout le processus. Par contre, dans des cours d'eau naturels, la turbulence que l'on observe ordinairement, accélère la vitesse de diffusion dans la masse d'eau. Assumant que le transport à travers le film est affecté uniquement par l'action moléculaire et que le processus obéit à la première loi de Fick et assumant aussi que le gradient de concentration à travers le film est linéaire, on peut écrire:

$$q = AK_{i} (C_{c} - C)$$
(19)

où q : vitesse de transport de l'oxygène à travers une surface (M T⁻¹);

- K_1 : coefficient de transfert de l'oxygène, $KL = Dm/\delta$;
- A : aire de la surface (L²);
- C₂: concentration de l'OD à saturation (M V-1);
- C : concentration de l'OD sous le film (M V⁻¹);
- Dm: diffusivité moléculaire de l'oxygène dans l'eau $(L^2 T^{-1})$;
- δ : épaisseur du film (L).

Si on suppose que la masse d'eau est bien mélangée verticalement tel qu'une seule concentration "C" existe sur toute la profondeur, on arrive à l'expression suivante:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \left(\frac{A}{V}K_{L}\right)\left(C_{s} - C\right)$$
(20)

ou:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = K_2 (C_s - C)$$
(21)

où K₂: coefficient de vitesse spécifique de réaération, K₂ = K_L A/V (T⁻¹); V : volume d'eau sous-jacent à l'aire "A" (V).

Le rapport A/V représente l'inverse de la profondeur moyenne appelée H. La quantité K_L/H est représentée par la notation K_2 d'unité d⁻¹. De façon unanime, on retrouve l'expression de la réaération sous forme de l'équation (21).



Annexe 3

La demande biochimique en oxygène

La demande biochimique en oxygène (DBO)

En 1884, Dupré observa que la diminution d'oxygène dissous d'un échantillon d'eau incubé était causée par l'activité métabolique des microorganismes présents (Waite, 1978). Depuis ce temps, de nombreux travaux de recherche ont porté sur ce processus et certains concepts fondamentaux sont maintenant universellement reconnus:

- l'oxygène dissous est utilisé lors de la stabilisation des matières organiques;
- tant qu'il y a de l'oxygène dissous, le taux d'oxydation est indépendant de la quantité d'oxygène disponible;
- la mesure de la variation du contenu en oxygène peut être relié à la guantité et aux caractéristiques de la matière organique oxydable.

La quantité d'oxygène consommée lors de l'incubation est appelée "Demande Biochimique en Oxygène (DBO)". La DBO peut être définie comme une mesure de l'impact d'une charge de matières organiques (MO) sur les réserves d'oxygène dissous d'une masse d'eau. "A conceptual principle has been established which recommends that the "Pollutional Load" should be assessed, not by measuring its amount but by estimating the magnitude of its effect" (tiré de Grady et Lim, 1980).

La DBO carbonée et la nitrification

Dans le cas d'une eau usée domestique, la demande en oxygène est exercée par la bio-oxydation de 2 principales classes de substrat: la matière organique carbonée et les composés azotés inorganiques réduits.

Lorsqu'on suit dans le temps l'évolution de la sommation de l'oxygène consommé par les micro-organismes, on obtient une courbe de type de celle représentée à la figure 20. On observe un premier plateau résultant de la biodégradation de la matière organique carbonée (DBOC) puis un deuxième généré par l'activité des bactéries nitrifiantes (Nitrification).

En principe, on n'enregistre plus de consommation d'oxygène significative après une période d'environ 20 jours. L'oxygène total consommé à ce stade représente la DBOU ou DBO ultime.

Pour un effluent brut, la période de latence des bactéries nitrifiantes, en bouteille, est de 8 à 10 jours. Pour un effluent épuré cette période de latence est diminuée en fonction du degré et du type de traitement effectuée sur les eaux usées.

Bansal (1976b) mentionne que la phase de latence des bactéries nitrifiantes (temps d'adaptation et de croissance nécessaire aux bactéries pour parvenir au seuil de perception de mesure de consommation d'un élément) peut varier de 1 à 10 jours selon le degré de traitement des eaux usées. Il précise qu'une longue phase de latence s'associe à un cours d'eau recevant



- DBO_U : demande biochimique ultime en oxygène pour la matière órganique carbonée;
- DBO_U : demande biochimique ultime en oxygène des matières organiques carbonées et des substances azotées;
- L_o : demande totale en oxygène exercée par la matière carbonée (DBOCU); L_t : DBO restante ou non exprimée au temps "t";
- Y_t : DBO exprimée au temps "t".

Figure 20: Courbe type de la DBO

des eaux usées non traitées dans lesquelles la désoxygénation des eaux est causée principalement par le processus de la DBOC.

Ceci pourrait s'expliquer par la plus grande sensibilité de bactéries nitrifiantes. Hockenbury et Grady (1977) ont mis en évidence le pouvoir inhibiteur de certains composés organiques sur les bactéries nitrifiantes. Une fois ces composés organiques dégradés par l'action des bactéries utilisant la matière carbonée, la nitrification peut prendre place.

Comme le processus de nitrification peut représenter une partie considérable de la DBOU et par le fait même avoir une influence significative sur le milieu (Gowda, 1983; Bansal, 1976b) <u>on doit considérer la nitri-</u> fication et la DBOC comme 2 processus distincts.

La mesure de DBO

Traditionnellement, les mesures de DBO sont données en DBO5, soit la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. On estime qu'en 5 jours, la contribution de la nitrification est négligeable.

Le reproche majeur à l'endroit des mesures de DBO est la différence des conditions observées entre le laboratoire, où sont effectuées les analyses, et le milieu naturel, où on applique les résultats. En effet, la performance de reproductibilité de la DBO (± 15%) requiert l'établissement de conditions standardisées: température, pH, eau de dilution, exclusion de lumière et organismes d'ensemencement acclimatés. Bien que ces conditions puissent être contrôlées en laboratoire (sauf le biota), elles ne sont pas nécessairement représentatives du processus naturel d'oxydation. À ce sujet, on peut citer un commentaire puisé dans l'ouvrage Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (Anonyme, 1980) à propos de la mesure de DBO: "The test is of limited value in measuring the actual oxygen demand of surface waters. The extrapolation of test results to actual stream oxygen demands is highly questionable because the laboratory environment does not reproduce stream conditions such as temperature, sunlight, biological population, water movement and oxygen concentration".

Malgré ses désavantages évidents, la mesure de DBO demeure encore la meilleure estimation des impacts des rejets de matière organique en milieu naturel comparativement aux mesures de demande chimique en oxygène ou de carbone organique total.

Ceci se reflète par le fait que tous les modèles d'OD développés jusqu'à maintenant utilisent la relation avec la DBO.

Cinétique de la réaction de DBO carbonée

L'emploi des données de DBO`à des fins de modélisation nécessite l'évaluation de la vitesse à laquelle s'effectue la réaction d'oxydation ou de disparition de la matière organique. On s'intéresse alors à la cinétique de la réaction. L'équation classique pour représenter le processus de DBO est:

Substrat + bactéries + 0_2 + facteurs de croissance $\rightarrow CO_2$ + H_2O + croissance bactérienne + énergie (22)

Plusieurs des modèles mathématiques utilisés pour interpréter et analyser les données de DBO sont basées sur cette formulation (Gates et Ghosh, 1971).

Il semble que les objections relatives à la cinétique de la réaction originent dans cette description "strictement chimique" qu'on affecte à un processus auquel on reconnaît pourtant une nature biologique. En modélisation, les bactéries qui constituent des réacteurs biologiques très complexes sont considérées comme un simple composant chimique du système.

Approche cinétique de premier ordre

À partir de mesures effectuées sur des eaux d'égout domestique, Streeter et Phelps (1925) obtiennent une courbe de consommation d'oxygène en fonction du temps du même type que la courbe de DBO de la figure 20. Son allure exponentielle évoque irrésistiblement le comportement d'une réaction de premier ordre. Ces auteurs posèrent que la vitesse de réaction variait proportionnellement avec la concentration de matière organique biodégradable demeurant dans l'eau: "The rate of the biochemical oxidation of organic matter is proportionnal to the remaining concentration of unoxidized substance, measured in terms of oxidizability". Cette formulation peut se représenter mathématiquement par une équation différentielle par rapport au temps:

$$\frac{dL}{dt} = -k L_0$$
(23)

En se référant à la figure 20 pour mieux conceptualiser le processus et en intégrant l'équation (36), on obtient:

$$\ln \frac{L_t}{L_0} = k t$$

ou:

$$\frac{L_t}{L_0} = e^{-kt}$$
(24)

où:

L₀: DBO carbonée ultime (demande totale);

L_t: DBO restante ou non exprimée au temps "t";

k : coefficient de vitesse spécifique de la réaction (base e);

t : temps écoulé.

Par définition, on aura:

 $Y_t = L_0 - L_t$: DBO exprimée au temps "t"

soit:

$$L_t/L_0$$
: fraction de DBO restante au temps "t"

et:

alors:

$$1 - L_{+}/L_{0} = Y_{+}/L_{0}$$

Par l'équation 24:

e^{-kt}: fraction de DBO restante au temps "t"

et

alors:

$$1 - L_{t}/L_{0} = 1 - e^{-kt}$$

Multiplions de chaque côté de l'équation par Lo:

$$L_0 - L_t = L_0 (1 - e^{-kt})$$

où:

$$Y = L_0 (1 - e^{-kt})$$
 (25)

L'équation (25) est la forme mathématique d'ordre 1 généralement utilisée. Ainsi, "Y_t" la demande satisfaite au temps "t", est dépendante de la quantité initiale de substrat organique "L₀", de la vitesse d'oxydation de cette matière organique "k" et du temps écoulé "t".

Selon Streeter et Phelps (1925), même si la réaction biochimique ne se comporte pas parfaitement comme une réaction de premier ordre, elle représente suffisamment la réalité pour permettre des applications des plus utiles.

Les modèles de second ordre

Partant de l'analogie pratique entre la réaction de DBO et une simple réaction chimique, on vit rapidement apparaître des modèles d'ordre second reliant la vitesse de réaction à la concentration du substrat et la concentration de micro-organismes présents. Dans une étude sur l'évaluation des concepts relatifs à la DBO, Gates et Ghosh (1971) mentionnent que malgré une description plus rationnelle du processus de DBO, les modèles de deuxième ordre ne parviennent pas mieux que les modèles de premier ordre à représenter adéquatement certaines situations. Les auteurs proposent un modèle basé sur des principes biologiques, modèle toutefois jugé difficile d'utilisation (Roques, 1980).

Comme les modèles de premier ordre fournissent des résultats aussi valables que ceux de deuxième ordre, avec l'avantage d'être plus simples, on ne s'étonne pas de les rencontrer dans la quasi totalité des modèles d'oxygène dissous.

Signification du coefficient de vitesse de réaction de la DBO

Pour évaluer l'impact de la DBOC (DBO carbonée) sur les réserves d'oxygène en rivière, on doit connaître la vitesse spécifique de la réaction. Dû aux disparités évidentes qui existent entre les conditions de mesure de la DBO en laboratoire et le milieu naturel, il nous faut distinguer certaines subtilités quant à la signification de coefficient de vitesse spécifique mesuré.

Evolution de la DBO en rivière

Les charges de matière organique déversées se présentent sous forme dissoute et particulaire. L'enlèvement de la matière organique à partir de la masse d'eau peut donc se faire par bio-oxydation (K_D), par sédimentation (K_3) ou par l'effet combiné de ces 2 processus (K_D + K_3 = K_R). Tel que décrit par Zison <u>et al</u>. (1977), le processus de bio-oxydation en rivière (K_D) peut être à son tour décomposé en 2 processus soit: la bio-oxydation limitée à la masse d'eau (K_1) et l'extraction de matière organique par absorption par les organismes fixés sur le lit du cours d'eau (K_4) (voir Fig. 21).

Méthode de mesure de K_R, K_D, K₁, K₃

Il va de soi que la mesure de l'un ou l'autre des coefficients peut entraîner des différences significatives lors de la simulation du processus (Zison <u>et al.</u>, 1978; Morrisette et Mavinic, 1978; Lesouef, 1976). Malheureusement, dans beaucoup d'articles les auteurs ne définissent pas clairement le coefficient d'enlèvement de la DBO qu'ils utilisent.

Méthode in situ

On peut déterminer directement le taux d'enlèvement de la DBO en rivière à partir de mesures <u>in situ</u>. Les coefficients obtenus représentent alors K_R ou K_d.

La méthode la plus utilisée pour l'estimation de K_R ou K_d à partir de mesures en rivière nécessite une application graphique. Toutefois, on doit respecter les conditions suivantes: le tronçon de cours d'eau possède une aire transversale relativement constante, on a un écoulement permanent



----- ENLEVEMENT PAR BIO-OXYDATION

Figure 21: Processus d'enlèvement de la DBO en rivière

et la source de DBO est localisée à un point X = 0. La concentration en DBO à un point donné peut être obtenue par l'expression:

$$L_{t} = L_{0} e$$
(26)

où U : vitesse moyenne du courant;

X : distance vers l'aval à partir de la source;

 L_0 : concentration en DBO à X = 0;

L : concentration en DBO restante après le temps t = X/U.

Si l'on porte sur graphique le \log_{10} de la concentration en DBO mesurée en fonction de la distance (Zison <u>et al.</u>, 1978; Masch <u>et al.</u>, 1978), -K_r on obtient généralement une ligne droite de pente égale à $\frac{-K_r}{U}$ où U est la vitesse d'écoulement (figure 22).

Si la sédimentation dans le cours d'eau est importante, on effectue la mesure de DBO sur des échantillons filtrés. On obtient alors K_D . La valeur de K_3 peut être déduite en comparant le profil de DBO observé dans le cours d'eau avec une courbe simulant l'effet d'oxydation seulement (Sponagle, 1974).



Figure 22: Estimation <u>in situ</u> du coefficient de vitesse spécifique de la réaction de DBO

Notons que l'estimation <u>in situ</u> de K_r ou K_d est applicable dans le cas où tout apport non connu en DBO dans le cours d'eau ne conduit pas à une augmentation de la concentration en DBO de l'amont vers l'aval. Dans de tels cas, on doit alors évaluer et utiliser le coefficient d'oxydation en laboratoire appelé K_1 . A partir de mesures en laboratoire de la DBO en fonction du temps on peut employer diverses méthodes pour déterminer la valeur du coefficient K_1 .

Méthode en laboratoire K₁

L'évaluation du coefficient de bio-oxydation K₁ est obtenu à partir de l'interprétation des courbes de consommation d'oxygène tel que représenté à la figure 20.

À partir de mesures en laboratoire de la DBO en fonction du temps on peut employer diverses méthodes pour déterminer la valeur du coefficient K₁.

Les méthodes les plus utilisées sont (Gates et Chosh, 1971):

- 1) la méthode des moindres carrés de Reed et Thériault;
- 2) la méthode des moments de Moore;
- 3) la méthode de la pente de Thomas.

Plusieurs auteurs estiment que la méthode des moindres carrés de Reed et Thériault est celle qui fournit la meilleure estimation de K₁ (Anderson, 1978; Hewitt et Hunter, 1975; Marske et Polkowski, 1972; Zison <u>et</u> al., 1978).

Dû aux conditions de turbulence qu'on observe en rivière et à l'influence du lit (K₄) qui n'est pas considéré dans K₁, la relation entre K₁ et K_D doit être estimée empiriquement (Waite, 1978). Afin de permettre l'utilisation de K₁ pour des simulations en rivière, Zison <u>et al</u>. (1978) rapportent les travaux de Bosko (1966) et Tierney et Young (1974) qui ont développé une relation entre K_Det K₁, donnée par:

$$K_{\rm D} = K_1 + n(V/H)$$
 (27)

où K_n : coefficient d'oxydation en rivière;

- K₁ : coefficient d'oxydation en laboratoire;
- V : vitesse de l'écoulement (pi sec⁻¹);

H : profondeur (pi);

n : coefficient d'activité du lit.

Le coefficient n de l'équation (27) est fonction de la pente du cours d'eau tel que présenté dans le tableau 8.

Pente du lit (pi/mille)	Valeur de n
2,5 5,0 10,0 25,0 50,0	0,1 0,15 0,25 0,40 0,60

TABLEAU 8: Valeurs du coefficient "n" de la relation $K_1 \rightarrow K_D$; (tiré de Zison <u>et al.</u>, 1978.

Formules empiriques

Il existe aussi des formules empiriques simples, développées pour l'estimation de K_D . Bansal (1975) a ainsi étudié les variations de K_D en fonction de différentes caractéristiques hydrauliques du cours d'eau. La meilleure corrélation qu'il obtint utilisait le rapport du nombre de Reynolds au nombre de Froude. Sa méthode permet d'obtenir K_d indépendamment du site du cours d'eau et de la charge polluante, ce qui peut sembler peu réaliste. Novotny (1975) a critiqué les travaux de Bansal et estime que ces corrélations avec des paramètres sans dimension sont inutilisables en tant qu'outils de prédiction. Annexe 4

La nitrification

-

÷

La nitrification

Gowda (1983) mentionne que l'étude de la dynamique de l'OD de la rivière Speed en Ontario a révélé que le processus de nitrification était responsable d'un déficit d'environ 4,5 mg/l d'oxygène comparativement à un déficit de 1 mg/l entraîné à la fois par la DBO carbonée, la respiration et la demande benthique. Ceci illustre bien que l'oxydation biochimique de l'azote ammoniacal ou nitrification peut constituer un terme de perte de OD très important.

La nitrification est le passage de la forme ammoniacale en nitrite puis en nitrate et se produit en 2 étapes par l'action catalytique de bactéries nitrifiantes:

 $NH_{4}^{+} + 1\frac{1}{2}O_{2} \qquad \frac{NITROSOMONAS}{MO_{2}^{-} + H_{2}O_{2} + 2H^{+}}$ $NO_{2}^{-} + \frac{1}{2}O_{2} \qquad \frac{NITROBACTER}{MO_{3}^{-}} \qquad NO_{3}^{-}$

Stoechiométriquement, l'oxydation de 1 gramme de N_{AMM} requiert 3,43 grammes d'oxygène. Pour oxyder 1 gramme de NO_2 en NO_3 il faut 1,14 g d'O₂. Donc l'oxydation de 1 g de NH_4 en NO_3 utilise stoechiométriquement 4,57 g d'O₂.

Cinétique de la réaction de nitrification

En se basant sur des concepts de cinétique bactérienne, on a tenté de relier le taux d'oxydation de l'ammoniaque et des nitrites aux taux de croissance des bactéries nitrosomonas et nitrobacter respectivement. On assumait que chaque taux de croissance est proportionnel au produit de la concentration d'organismes et d'une fonction de la concentration de substrat (ammoniaque ou nitrite) prenant part à la réaction (Zison et al., 1978):

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -a \frac{\partial C}{\partial t} - b M$$
(28)

où C: concentration du substrat (mg/l);

- b: paramètre de disparition de la matière organique (hr⁻¹);
- M: masse bactérienne (mg/l);
- a: constante de proportionnalité (mg de M/mg de C).

Bansal (1976-b) souligne qu'en cours d'eau naturel les conditions de turbulence et de sédimentation rencontrées rendent ce concept inapplicable. De plus, Zison <u>et al.</u> (1978) mentionnent que l'application de ce concept se heurte au problème majeur d'obtenir une mesure fiable de la population bactérienne initiale.

Les difficultés d'application de la cinétique de croissance bactérienne a conduit à l'utilisation plus simple de la cinétique d'ordre premier selon laquelle le taux d'oxydation ou de disparition de la forme ammoniacale est proportionnelle à sa concentration dans le milieu (Bansal, 1976). La représentation du processus de nitrification nous est donnée par: $\frac{\partial N}{\partial t} = -K_n N$ qui donne lorsque intégré:

$$N_{t} = N_{t=0} e^{-K_{n}t}$$
(29)

où N : concentration d'azote (N_{AMM}, NO₂) oxydable (mg/l);

Kn

N_t et N_{t=0}: respectivement concentration au temps t et concentration initiale;

: coefficient de vitesse spécifique de la nitrification (J⁻¹).

On constate que l'emploi de l'équation (29) pour simuler le processus de nitrification requiert des valeurs d'azote total oxydable et de K_n . Si on se réfère aux relations purement stoechiométriques de la réaction, la demande en oxygène qui en résulte peut être obtenue en multipliant la quantité d'azote oxydable par le facteur 4,57.

<u>Méthodes de mesure du coefficient de vitesse de nitrification</u> K_n

Il existe une grande variété de techniques pour évaluer K_n . Comme dans le cas de la DBO carbonée, on peut mesurer en différents points d'un cours d'eau en régime permanent les concentrations d'azote oxydable. La mise sur graphique du ln de la concentration en fonction du temps de parcours nous permet d'obtenir une valeur de K_n en rivière. À partir d'une courbe de DBO ultime dont la nitrification était inhibée et d'une autre non-inhibée pour un même échantillon, Das et Cibulka (Zison <u>et al.</u>, 1978) proposent une méthode pouvant estimer K_n. Toutefois, l'emploi d'un agent inhibiteur de la nitrification peut affecter dans une certaine mesure les bactéries responsables de l'oxydation carbonée et entraîner ainsi une surestimation du taux de nitrification.

Bansal (1976-b) a tenté de relier le processus de nitrification aux caractéristiques hydrauliques du cours d'eau. Bansal émet l'hypothèse que l'activité microbiologique nitrifiante en rivière est gouvernée par les mécanismes d'écoulement et de turbulence. Sa meilleure corrélation relie K_n au rapport du nombre de Reynolds sur le nombre de Froude. Rappelons que ces 2 nombres adimensionnels sont fonctions de la température, de la profondeur et de la vitesse. La validité des relations fut fortement critiquée (Gujer, 1977; Brosman, 1977) du fait qu'elles négligeaient complètement le caractère biochimique de la nitrification.

Comme dans le cas de la DBO, la méthode la plus représentative pour évaluer K_n est la méthode <u>in situ</u>. Si cette méthode ne peut être appliquée on peut se baser sur les valeurs observées dans la littérature en se reférant à la similitude des conditions d'application. Dans le cas de la nitrification, certains facteurs influencent fortement le taux d'oxydation.

Influence de facteurs environnementaux

Dans la recherche de l'importance d'un processus en milieu naturel, il devient utile de connaître les facteurs pouvant stimuler ou inhiber ce processus. À ce titre, plusieurs facteurs environnementaux peuvent influencer le taux de nitrification en rivière. Notons entre autre: le pH et les caractéristiques physiques du cours d'eau.

Le pH

Meyerhoff (Zison <u>et al.</u>, 1978) a étudié les effets des variations de pH sur le taux d'oxydation des nitrites et a fixé un intervalle de pH optimum allant de 8.5 à 9.0. Les travaux de Kholdebarin et Oertli (1977) sur la rivière Whitewater corroborent ceux de Meyerhoff. Ils estimèrent à 8.5 le pH optimum d'oxydation des nitrites. Wild <u>et al.</u> (Zison <u>et al.</u>, 1978) ont étudié <u>les effets du pH sur la réaction d'oxydation de l'ammoniaque en nitrite</u>. Ils ont observé un <u>pH optimum de 8.4</u> et estiment qu'au-delà d'un intervalle de pH variant de 7.1 à 9.8 le taux d'oxydation décroît de 50%. Cet aspect de l'impact du pH sur le taux d'oxydation de l'azote ammoniacal en nitrite est déterminant puisque comme mentionné par Shelton <u>et al.</u> (1978) cette transformation est la plus lente et par le fait même, contrôle toute la réaction de nitrification.

Caractéristiques physiques du cours d'eau

D'après Curtis <u>et al</u>. (1974), 80% de la nitrification se réalise au niveau des sédiments. Cette importance du lit du cours d'eau dans les réalisation du processus de nitrification a été soulignée par Hall et Foxen (1983). Malheureusement, les valeurs de K_N trouvées dans la littérature sont rarement accompagnées d'une description détaillée du milieu de calibration qui nous permettrait de sélectionner une valeur de K_N adéquate.

La constatation de la forte influence des conditions environnementales et de la difficulté de quantifier cette influence favorise la méthode de mesures <u>in situ</u> pour une évaluation représentative de K_N.

On retrouve au tableau 9 quelques valeurs de K_N puisées dans la littérature. On peut remarquer une variabilité importante de K_N.

Tableau 9: Valeurs de K_N puisées dans la littérature.

Auteur	K _N (20°C, base e)
Gowda (1983)	4,41 à 0,20 Jour ⁻¹
Shelton et al. (1978)	0,54 à 0,0132 Jour- ¹
Curtis et al. (1975)	1,20 à 0,67 Jour ⁻¹
Zison et al. (1978)	2,50 à 0,032 Jour- ¹


Annexe 5

La demande benthique

La demande benthique (SOD)

Lorsque les conditions sont favorables (v < 0,6 pi/s, Krenkel et Novotny, 1979), la matière organique particulaire transportée dans un cours d'eau peut se déposer sur le lit et constituer ainsi des dépôts benthiques. Par l'activité biologique du benthos (organismes du fond) l'oxydation du substrat organique sédimenté peut exercer dans certains cas, une forte demande en oxygène (Anderson, 1978).

Cette demande en oxygène des sédiments (SOD) est contrôlée par 2 processus principaux. Le premier processus est la vitesse de diffusion de l'oxygène dans les sédiments de fond où il est consommé. Le second processus est essentiellement le taux de migration verticale de substances organiques réduites provenant de la décomposition anaérobie. Lors de leur passage des sédiments vers l'eau sus-jacente, ces substances exercent une demande en oxygène par leur pouvoir oxydant (Chiaro et Burke, 1980).

Les techniques de mesure traditionnelles ne permettent pas de quantifier chacun de ces 2 processus mais fournissent directement ou indirectement la consommation globale d'oxygène. C'est pourquoi, dans les modèles d'oxygène dissous on s'entend à représenter la SOD par un seul processus (Zison et al., 1978). Estimation du coefficient de vitesse de la demande benthique: K4

Les valeurs de SOD peuvent varier considérablement d'un point à un autre d'un même cours d'eau. Krenkel et Novotny (1979) mentionnent des valeurs typiques variant entre 0.1 et 10 gm m⁻² d⁻¹. La SOD peut être mesurée <u>in situ</u> et en laboratoire. En général, on préfère la méthode <u>in situ</u> qui est plus représentative mais elle n'est pas toujours possible, d'un point de vue opérationnel. En effet, la grande variabilité spatiale de la SOD nécessite de nombreuses mesures pour une estimation adéquate de la SOD.

Formules empiriques

Hunter <u>et al.</u> (1973) ont entrepris des études visant à identifier et quantifier les caractéristiques des dépôts benthiques qui affectent significativement le taux de consommation d'oxygène. Ils mirent ainsi en évidence une forte corrélation entre la SOD et la population de macro-invertébrés benthiques. Bien que la respiration de ces organismes représente une faible proportion de la consommation d'oxygène, Hunter <u>et al.</u> estiment que les habitudes d'enfouissement de ces organismes influenceraient la demande en oxygène par:

- l'augmentation de la profondeur de diffusion de l'oxygène dans les sédiments;
- l'augmentation de la surface effective de contact avec l'oxygène;
- 3) le transport de substances organiques vers la surface benthique.

Notons que les relations avec le contenu organique des sédiments (DBO₅, DBO₂₀, DCO, Azote Kjeldahl, etc.) ne parvenaient pas à expliquer significativement les mesures de SOD. Edeberg et Hofsten (1973) n'ont observé eux non plus, aucune corrélation simple entre le contenu organique des sédiments et la consommation d'oxygène.

Selon Mathis et Butts (1981) qui ont étudié les effets de la SOD sur l'oxygène dissous de la rivière Kaskasia, c'est l'activité microbienne qui serait la principale cause de la SOD. Mathis et Butts estiment que la SOD est gouvernée principalement par la température, et, à un degré moindre, par la consistence des sédiments. Ils proposent une formule empirique simple pour estimer la SOD:

$$SOD = 0.196 T - 0.38 P + 0.177$$
 (30)

où SOD: consommation d'oxygène en g/m²/J;

- T : température de l'eau en °C;
- P : pourcentage de poids sec des sédiments.

Cette équation fut dérivée pour des conditions de T et P variant respectivement de 13.8 à 25.9 et 37.7 à 62.8. McDonnell et Hall (1969) ont relié la SOD à la concentration en oxygène dissous de l'eau sus-jacente. Ils proposent la relation:

$$SOD = \alpha C^{\beta}$$
(31)

où C : concentration en oxygène dissous (mg/l);

 α et β : paramètres déterminés empiriquement.

Les travaux de McDonnell et Hall furent menés pour des concentrations d'OD allant de 0.5 à 6.0 mg/l. Ils obtinrent un coefficient β = 0.30 et α variant entre 0.09 et 0.16. Il est intéressant de noter que la valeur du coefficient α de McDonnell et Hall augmente avec la densité d'organismes macro-invertébrés, en accord avec les conclusions de Hunter <u>et al.</u> (1973).

Lombardo (1972) a lui aussi représenté la SOD en fonction de la concentration en OD de l'eau sus-jacente. L'équation proposée est la même que celle de Fillos et Molof (1972):

$$SOD = a (1 - e^{-1 \cdot 2^2 C})$$
 (32)

où a: coefficient dépendant de la nature des dépôts (SOD = 0.96 à $8.52 \text{ g/m}^2/\text{J}$).

C: concentration en OD (mg/1).

On peut aisément relever d'autres formules empiriques dans la littérature reliant entre autre la SOD à la vitesse d'écoulement (NCASI, 1979). Toutes ces formules résultent de la grande variabilité de la SOD et on doit s'attendre alors à obtenir une grossière approximation par l'utilisation de ces formules.

L'approche de Thomann (1972) beaucoup plus fiable consiste à sélectionner directement une valeur de K4 en fonction du type de pollution ou de substrat observé (tableau 10).

Type de substrat ou de pollution	Valeur moyenne (g m ⁻² d ⁻¹)	Plage de variation (g m ⁻² d ⁻¹)
Boue aux environs d'un émissaire municipal	4	2 - 10
Boue plus âgée (aval d'un émissaire municipal)	1,5	1 - 2
Boue de fibres de cellulose	7	4 - 10
Boue estuarienne	1,5	1 - 2
Substrat sablonneux	0,5	0,2 - 1,0
Substrat minéral	0,07	0,05- 0,1

Tableau 10: Valeurs moyennes de K4 (°Oc) Thomann, 1972).

-

¥.

Annexe 6

Discrétisation du cours d'eau expérimental

5

Discrétisation du cours d'eau

Le découpage du cours d'eau en tronçons vise la délimitation de zones homogènes en fonction des caractéristiques morphométriques et hydrauliques observées sur le cours d'eau. Idéalement, l'étape de tronçonnement doit faire abstraction de la localisation des stations de qualité ou de jaugeage utilisées aux fins d'autres études.

À partir de photos aériennes et de visites sur le terrain, une distance de 15 kilomètres de Granby vers la confluence avec la Yamaska-Centre fut subdivisée initialement en 6 tronçons. Il est préférable d'effectuer une pré-visite sur le terrain qui consiste à inspecter le cours d'eau sur toute sa longueur. Ceci permet d'identifier des singularités qui peuvent avoir échappé à l'examen des photos aériennes et connaître ainsi le nombre de stations de jaugeage nécessaires.

La longueur de chaque tronçon a été mesurée sur carte topographique 1: 20000 à l'aide d'un curvimètre. La discrétisation plus fine en éléments de calcul fut basée sur la longueur du tronçon le plus petit approximée en unité anglaise. Ce tronçon d'une longueur de 0,2 mi. (320 mètres) affiche un écoulement très lent conséquent à une plus grande profondeur observée. La sélection d'une unité de longueur supérieure à 320 m ne nous aurait pas permis de caractériser adéquatement ce tronçon et une distance plus courte résulterait en un nombre d'éléments inutilement élevé. Notons que cette discrétisation sur une base de 320 m nous oblige à réajuster les limites établies initialement pour chaque tronçon. Ainsi, pour le tronçon

- 6.2 -

2, les bornes correspondantes aux millages 9,18 et 7,15 ont été ramenées à
 9,2 et 7,2 respectivement.

À toutes fins pratiques, le premier tronçon d'une longueur de 320 m a été ajouté de façon à obtenir une représentation graphique plus En effet, le modèle QUAL-2 inclut un format de sortie graphique claire. présentant l'évolution longitudinale de l'OD. Pour ce, il indique la valeur de l'OD à la borne aval de chaque élément sans présenter la valeur à l'amont du système, ce qui nous privait d'une information graphique intéressante. La localisation amont de l'effluent de Granby conjuguée à la variation très rapide de la concentration en OD observée ne nous permettait pas de représenter adéquatement la situation. Comme les paramètres de cinétique des diverses réactions doivent être précisés pour chaque tronçon, il s'agissait simplement d'ajouter un tronçon fictif (premier tronçon) où les variations bio-physico-chimiques sont nulles plutôt que d'effectuer des modifications au programme informatique. On retrouve au tableau 11 l'identification des tronçons et les millages correspondant aux bornes amont et aval tel que devant être précisés dans QUAL-2. Le tableau 12 présente la façon d'identifier les éléments de calcul à l'intérieur de chaque tronçon.

Т	ronçon		Ki	lométr	age
1.0	amont	de	15,1	à	14,8
2.0	Ville Granby	de	14,8	à	11,6
3.0	Pont Route 139	de	11,6	à	9,0
4.0	Pont Route 10	de	9,0	à	4,2
5.0	St-Alphonse	de	4,2	à	3,9
6.0	Ancien barrage	de	3,9	à	3,2
7.0	Choinière	de	3,2	à	0,0

Tableau 11: Identification et limites des tronçons.

Tableau 12: Types d'éléments par tronçon.

Tronçon	Nombre d'éléments par tronçon	Types d'éléments
1.	1	1.
2.	10.	6.2.2.2.2.2.2.2.2.2.
3.	8.	2.2.2.2.2.2.2.2.
4.	15.	2.
5.	1.	2.
6.	2.	2.2.
7.	10.	2.2.2.2.2.2.2.2.2.5.

Annexe 7

Paramètres hydrauliques

Paramètres hydrauliques

Les données de débit sont utilisées à la fois comme variables environnementales pour évaluer les charges des indicateurs de qualité et aussi en tant que paramètres impliqués dans l'évaluation de la vitesse d'écoulement et de la profondeur moyenne du cours d'eau par une relation du type αQ^{β} .

C'est à partir du débit que QUAL-2 détermine les charges, le temps de parcours et même le coefficient de vitesse spécifique de la réaction de réaération (lorsqu'on utilise cette option). Il est évident qu'il faudra autant de stations de débit qu'il y a de tronçons aux caractéristiques de vitesse et profondeur différentes. Ces stations de débit doivent par le fait même être situées de façon à caractériser adéquatement le tronçon. Or les principes directeurs généralement observés pour la localisation d'une station de jaugeage peuvent rendre inutilisables ces données. En effet on recherche plutôt des sections spéciales où on a un régime critique, le débit étant en relation biunivoque avec la profondeur. Ces sections de contrôle sont des passages entre un régime fluvial et un régime torrentiel: ce sont des singularités comme des rétrécissements, des changements de pente, des Ils ne sont donc pas nécessairement représentatifs d'un tronçon. seuils. On comprend que les jaugeages effectués à partir d'un pont sont inutilisables à nos fins.

Après consultation des relevés <u>in situ</u> effectuée par le Service des eaux de surface du Ministère québécois de l'environnement, des données seraient utilisables pour 2 stations de jaugeage situées sur le parcours de la Yamaska-Nord. Des mesures <u>in situ</u> seraient donc nécessaires pour caractériser les autres tronçons et pour mesurer le débit à la sortie de l'effluent de la municipalité de Granby.

Pour les tronçons où les données historiques sont inexistantes ou insuffisantes, des jaugeages furent effectués à l'été 1983. Les mesures de vitesse furent effectuées à l'aide d'une sonde électromagnétique du type Mash McBerney modèle 201. À un site représentatif de l'homogénéité du tronçon, la largeur était divisée en une vingtaine de sections. À chaque section, la profondeur est sondée et la vitesse mesurée à 0,2 et 0,8 ou seulement 0,6 de la surface. Le débit est obtenu à partir de la mesure de la section mouillée (largeur multipliée par la profondeur moyenne) et de la vitesse moyenne. La relation αQ^{β} pour obtenir la vitesse (V) et la profondeur (H) à un débit donné est calculée en effectuant une régression linéaire du logarithme des valeurs de 'V' ou 'H' en fonction du logarithme des valeurs de débit. La pente représente l'exposant β et l'antilogarithme de l'ordonnée à l'origine représente le coefficient α .

Le tableau 13 affiche les valeurs α et β pour l'estimation de la vitesse et de la profondeur pour chaque tronçon. On a affecté au tronçon 4 les mêmes valeurs que le tronçon 2 dû à leurs caractéristiques similaires.

	Relation Q-V		Relatio	Coefficient	
Tronçon	Coefficient	Exposant	Coefficient	Exposant	Manning
1.	0,014	0,928	1,123	0,137	0,057
2.	0,014	0,928	1,123	0,137	0,057
3.	0,078	0,578	0,297	0,384	0,062
4.	0,014	0,928	1,123	0,137	0,046
5.	0,006	0,786	4,342	0,040	0,035
6.	0,295	0,415	0,216	0,335	0,058
7.	0,132	0,398	0,356	0,376	0,052

Tableau 13: Paramètres hydrauliques pour l'évaluation de V, H et D_L.

On retrouve aussi au tableau 13 les valeurs du coefficient de rugosité de Manning tel qu'obtenu à partir de la formule suivante (Chow, 1959):

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$
(33)

où n : coefficient de Manning n à n et m : sont des termes caractéristiques des conditions d'écoulement (sinuosité, débris, morphométrie, etc...).

L'estimation de "n" nécessite une bonne connaissance du bassin. Pour chaque tronçon, "n" a été évalué trois fois et la valeur reportée est la moyenne de ces trois valeurs.

 Annexe 8

Estimation des paramètres de cinétique bio-physico-chimique

Estimation des paramètres de cinétique bio-physico-chimique

Cette section vise à évaluer les différents paramètres et coefficients impliqués dans les réactions de réaération, DBO, nitrification et demande benthique. Les différentes méthodes présentées font référence aux annexes précédentes respectives 2, 3, 4 et enfin 5.

Coefficient de vitesse spécifique: réaction de nitrification

Pour l'estimation de K_N nous utiliserons la méthode <u>in situ</u> basée sur le taux de disparition du N_{AMM} en fonction du temps de parcours. Il s'agit en fait de résoudre l'équation 29 réécrite de la façon suivante:

$$K_{N} = - \frac{\ln \left(\frac{N_{AMM}(t)}{N_{AMM}(i)} \right)}{t}$$
(34)

où K_N : coefficient de vitesse spécifique
N_{AMM}(i): concentration initiale en N_{AMM}, correspond à la station amont
N_{AMM}(t): concentration résiduelle en N_{AMM}, correspond à la station aval
t : temps de parcours entre la station amont et aval.

Le tableau 14 affiche les valeurs de K $_{
m N}$ pour les stations où on observait une diminution en N $_{
m AMM}$ vers l'aval.

Les valeurs de K_N obtenues dans la portion amont du bassin (5,81 et 5,79 d⁻¹) sont étonnamment élevées. Il semble que ce secteur réunisse les conditions environnementales favorisant fortement la réaction d'oxydation de l'azote ammoniacal. En ce sens, un pH de 8,7 a été mesuré dans ce secteur, valeur quasi égale au pH optimum de la réaction estimé à 8,4.

Dépendamment de la situation géographique des stations de qualité ayant servi de référence pour l'estimation de K_N, une valeur de K_N a été assignée à chaque tronçon. Toutefois, les coefficients <u>in situ</u> correspondent à la température de l'eau au moment du prélèvement de l'échantillon. Or, par convention, les valeurs de K_N doivent être précisées pour une température de 20°C, ce qui nécessite d'appliquer l'équation de Van't Hoff Arrhenius pour transformer les valeurs de "K_N rivière" en "K_N ^{20°C}".

Concentration amont (mg/l de N _{AMM})	Concentration aval (mg/l de N _{AMM})	Temps de parcours (d)	K _N (d−¹)
3,1	0,24	0,44	5,81
0,24	0,113	0,13	5,79
1,6	1,51	0,21	0,28

Tableau 14: Estimation in situ de K_N .

Choix de Θ pour K_N

La réaction d'oxydation de l'azote ammoniacal étant plus lente que l'oxydation des nitrites, c'est elle qui détermine le taux de nitrification. On rencontre ainsi différentes valeurs de θ obtenues par des chercheurs pour la réaction d'oxydation ammoniacale. Les valeurs minimales et maximales de θ sont 1,0548 et 1,0997 (Zison <u>et al.</u>, 1978). Il aurait été intéressant de joindre à ces valeurs les conditions hydrauliques du facteur θ . En l'absence de telles informations, on utilisera une valeur moyenne de θ = 1,0773.

On peut maintenant évaluer $K_N^{20^\circ C}$ pour chaque tronçon à partir de la relation:

$$\kappa_{N}^{20^{\circ}C} = \kappa_{N}^{t} (\Theta^{t-20})^{-1}$$
 (35)

où t est la température de l'eau au moment du prélèvement. Le tableau 15 nous présente les nouvelles valeurs de $K_N^{20^{\circ}C}$ pour chaque tronçon telles qu'elles doivent être précisées pour QUAL-2.

Intrants de N_{AMM}

Les sources ou "conditions initiales" d'azote ammoniacal à préciser pour le cas d'étude sont les concentrations mesurées à l'extrémité amont du système rivière et la concentration mesurée dans l'effluent. On introduira ainsi respectivement 0,88 mg/l et 8,57 mg/l de N_{AMM}.

Tro n çon	κ <mark>t</mark> (J ⁻¹)	t(°C)	Θ	к _N 20°С
1	-	-	-	-
2	5,81	16	1,0773	7,83
3	5,79	15	1,0773	8,40
4	5,79	15	1,0773	0,44
5	0,28	14	1,0773	0,44
6	0,28	14	1,0773	0,44
7	0,28	14	1,0773	0,44

Tableau 15: Transformation de "K_N rivière" en "K_N^{20°C}".

Coefficient de vitesse spécifique: réaction de DBO

L'augmentation de la concentration en DBO d'amont vers l'aval, nous contraint à utiliser le coefficient d'oxydation en laboratoire (K_1) plutôt que d'estimer directement K_D par la méthode <u>in situ</u> basée sur la diminution de concentration entre 2 points sur le cours d'eau.

Dans ce cas, nous avons effectué des mesures de DBO à chaque jour, pendant 5 jours, sur un échantillon d'eau de la station en aval de l'effluent (station rue Simonds). Cette mesure sur 5 jours à cette station nous permettait d'éliminer les effets de nitrification et d'intégrer la nature de la matière organique provenant de l'effluent et de l'amont. Pour ajuster la courbe résultante à l'expression logarithmique de premier ordre (équation 25) nous avons utilisé un algorythme d'optimisation non-linéaire qui est une méthode des moindres carrés. Dans ce cas, nous avons obtenu un K₁ de 0,23 d⁻¹. Ce coefficient reflète un comportement typique d'eaux usées domestiques.

Pour intégrer les conditions de turbulence observées en rivière nous avons appliqué la relation de Tierney et Young (1974) en utilisant les caractéristiques de vitesse et de profondeur pour chaque tronçon. La valeur du coefficient d'activité du lit, "a", a été estimée en fonction de la pente du cours d'eau. Le tableau 16 présente les données utilisées et les valeurs résultantes de K_D qui seront précisées pour chaque tronçon.

La valeur de K_D du tableau 16 correspond à la température standard de 20°C. En indiquant au modèle la température de l'eau mesuré à chaque tronçon, la valeur de K_D est alors corrigée en utilisant l'équation de Van't Hoff Arrhénius.

Tronçon	K ₁ (lab)	Pente (pi/mille)	a(²)	V/H(³)	κ _D
2	0,23	2,3	0,1	0,197	0,25
3	0,23	2,3	0,1	0,471	0,28
4	0,23	2,3	0,1	0,197	0,25
5	0,23	2,3	0,1	0,019	0,23
6	0,23	4,3	0,13	1,829	0,47
7	0,23	4,3	0,13	0,403	0,28

Tableau 16: Transformation de K_1 vers $K_D^{(1)}$.

(¹) : voir équation 27

(²) : coefficient d'activité du lit

(³) V/H: rapport vitesse/profondeur

La littérature nous fournit différentes valeurs du coefficient Θ qui ont été calibrées sur certains intervalles de température (tableau 17).

θ	۵t°	Référence
1,047 1,056 1,135 1,02 - 1,09 1,075 1,07 1,045	10 - 37,5°C 20 - 30 4 - 20 	Zanoni, 1967 Aubin, 1982 Aubin, 1982 Zison et al., 1978 Zison <u>et al.</u> , 1978 Tétreault <u>et al.</u> , 1983 Tétreault <u>et al.</u> , 1983
	θ 1,047 1,056 1,135 1,02 - 1,09 1,075 1,07 1,045	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $

Tableau 17: Valeurs de θ observées dans la littérature.

Selon Aubin (1982), le facteur θ varierait plutôt en fonction de la nature de l'effluent analysé, ce qui expliquerait les valeurs observées dans la littérature. À moins d'estimer θ par des tests menés à des températures différentes, la sélection de la valeur θ dans la littérature devrait donc être guidée par la similitude de la composition des eaux analysées (nature des rejets).

Nous utiliserons un Θ = 1,036, tel qu'évalué par Aubin (1982) pour un effluent dont la nature se rapproche de celle observée à Granby.

Intrants de DBO

Comme pour l'azote ammoniacal, les conditions initiales en DBO sont constituées des concentrations à la limite amont et dans l'émissaire. Dans QUAL-2, on peut indiquer les valeurs de DBO en DBO₅ ou en DBO ultime. Lorsqu'on utilise l'option DBO₅, le modèle transforme automatiquement les données de DBO₅ en DBO ultime en appliquant un facteur multiplicatif de 1,46 (correspondant à un K_1 de 0,23 d⁻¹) puisque l'hypothèse de réaction de premier ordre nécessite l'utilisation de la DBO₁₁.

Ainsi, dans tous les cas où le K₁ mesuré est différent de 0,23 d⁻¹, on doit préciser des valeurs de DBO ultime au modèle pour éviter d'introduire un biais dans les calculs de charge résultante en DBO et OD.

La transformation des valeurs de DBO_5 en DBO_U étant simple, nous préférons utiliser directement la forme DBO_U qui est plus réaliste. Ainsi, en utilisant le facteur multiplicatif de 1,46. Les concentrations amont et de l'èmissaire seront respectivement de 53 mg/l et de 76 mg/l de DBO_U .

Coefficient de vitesse spécifique: réaction de demande benthique

Nous n'avons répertorié aucune donnée relative aux impacts de la demande benthique pour le cas à l'étude. Les charges élevées en DBO et NH_4^+ étant susceptible d'expliquer à elles seules la forte consommation d'OD, il n'a pas été jugé opportun d'investir plus de temps dans une campagne de mesure laborieuse.

Il convient alors d'utiliser des valeurs de K_4 puisées dans la littérature selon le type de pollution observé (Tableau 10, annexe 5). Par

la structure discrétisée de QUAL-2, il nous est possible de restreindre les effets de la demande benthique à des tronçons spécifiques.

Le tronçon 5 qui affiche la vitesse d'écoulement la plus lente (0,07 pi s⁻¹) favorise la sédimentation des matières organiques et par conséquent l'expression de la demande benthique. D'ailleurs, lors des visites sur le terrain, on pouvait y observer à la surface de l'eau un dégagement de gaz caractéristique d'une décomposition anaérobie considérable. En se basant sur l'ampleur du phénomène et la nature de la contamination nous avons sélectionné une valeur de K₄ moyenne de 4 g m⁻² d⁻¹ au tronçon 5, soit près de 400 mg pi⁻² d⁻¹ pour respecter les unités du modèle QUAL-2.

Choix de Θ pour K₄

Il existe aussi une gamme de valeurs de θ pour la correction de température du processus de SOD. En se basant sur les travaux de plusieurs chercheurs Zison <u>et al.</u> (1978) proposent un facteur θ = 1,0718 pour lequel une augmentation de 10°C entraîne une valeur de SOD deux fois plus grande.

La réaération atmosphérique

À moins d'utiliser des techniques très élaborées par traceur pour l'estimation de la réaération atmosphérique, on doit appliquer des formules empiriques dont le choix s'effectue en fonction de la similitude entre les conditions d'application et les conditions d'établissement de la formule. Malheureusement, les informations sur ces dernières sont plutôt rares. On doit alors se soumettre à un exercice d'essais de courbes. Le modèle QUAL-2 est bien structuré à cette fin. En se basant sur les caractéristiques hydrauliques déjà spécifié pour chaque tronçon, il peut simuler chacune des six formules empiriques les plus utilisées. Il suffit alors de fixer tous les autres coefficients et de faire varier seulement les options de calcul de K₂ pour ensuite sélectionner celle qui simule la situation se rapprochant le plus des conditions observées. Cette étape constitue en fait l'étape préliminaire de calibration du modèle.

L'une des méthodes d'ajustement des modèles d'oxygène dissous en rivière consiste à faire varier le coefficient de vitesse spécifique de la réaération en gardant les autres paramètres fixes. Pour ce, il est nécessaire que tous les processus consommateurs d'OD soient considérés dans le bilan. Or, des apports supplémentaires en DBO et en NH₃ ayant été détectés, nous considérerons ces apports comme étant des sources diffuses et nous procéderons à l'évaluation de ces charges à l'aide du modèle. La séquence de simulation pour mener à la calibration du modèle est la suivante:

1) Estimation des sources diffuses en DBO et N

- . paramètres des sources ponctuelles fixes
- ajustement des courbes DBO et N_{AMM}simulées à la situation observée

2) Sélection de la formule empirique de K₂

paramètres des sources ponctuelles et diffuses fixes

. simulation à l'aide des diverses formules de K_2

sélection du meilleur ajustement

Sélection de la formule empirique de K_2

Selon les options choisies, QUAL-2 peut utiliser une formule empirique spécifique pour évaluer K_2 . Maintenant que l'on a évalué tous les paramètres nécessaires, nous effectuerons la sélection de la courbe d'OD simulée fournissant le meilleur ajustement avec la situation observée. La séquence de simulation est la suivante selon les options du calcul de K_2 (réf. tableau 3):

- 1) Thackston et Krenkel
- 2) Owens et al.
- 3) O'Connor et Dobbins
- 4) Churchill et al.
- 5) Langbien et Durum

À la figure 8 du chapitre 3, on peut comparer à la situation observée les simulations correspondant aux différentes options de calcul de K_2 .

Toutes les courbes d'OD simulées sont relativement semblables à l'amont du cours d'eau. Vers l'aval chaque courbe se distingue nettement. Ceci s'explique par les valeurs très différentes de K_2 obtenues selon la formule employée (tableau 18). C'est la formule de Thackston et Krenkel ainsi que celle de Langbien et Durum qui donnent les valeurs les plus faibles de K_2 .

		Thackston Krenkel	Owens et al.	O'Connor Dobbins	Churchill et al.	Langbien Durum
Tronçon	t°					
1	16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	16	1,203	3,570	3,093	1,599	1,251
3	16	3,723	10,949	7,499	5,216	3,562
4	15	0,979	3,556	3,071	1,605	1,258
5	15	0,368	0,368	0,368	0,368	0,368
6	14	14,915	44,106	22,047	24,155	14,310
7	14	2,248	7,455	6,459	3,544	2,550

Tableau 18: Valeurs de K₂ pour chaque tronçon.

•.

٩.

La différence marquée entre les formules de Owens et Gibbs, O'Connor Dobbins, Churchill <u>et al.</u> et la courbe observée peut s'expliquer en partie par le fait que ces formules ont démontré une mauvaise correspondance des estimations de K_2 pour des profondeurs s'approchant de la valeur de 2 pieds et que plus de 50% de la longueur du cours d'eau se classe à ce niveau.

Par rapport à la situation observée, c'est l'utilisation de la formule de Thackston et Krenkel qui fournit le meilleur ajustement. Bien qu'on observe une bonne correspondance des courbes pour la section aval, la section amont simulée présente une chute d'oxygène dissous plus importante. Néanmoins, on considèrera la formule de Thackston et Krenkel comme étant la plus représentative du processus de réaération pour le cours d'eau à l'étude. Rappelons que cette formule a été utilisée dans des conditions physiques relativement semblables à celles de la Yamaska-Nord (Shelton <u>et al</u>., 1978).

Choix de Θ pour K₂

Dans la littérature, on peut trouver des valeurs de θ variant de 1.008 à 1.047 (Zison <u>et al.</u>, 1978). Certains auteurs estiment que l'emploi d'un facteur θ non adéquat à un système particulier peut mener à une mauvaise estimation des ressources en oxygène. En 1968, Metzger entreprit des recherches pour déterminer la cause des variations de θ rapportées dans la littérature. Il observa qu'une augmentation du coefficient de transfert K_L(K_L = K₂/H), s'associe à une diminution du facteur θ (figure 23). Le graphique de Metzger peut donc être utilisé pour nous procurer une valeur du facteur θ . Connaissant K₂ à 20°C, connaissant H (profondeur moyenne), on peut alors interpoler la valeur de θ sur la courbe 10 à 20°C ou 20 à 30°C selon les conditions simulées.

Bien que cette méthode fournisse une méthode plus objective dans la sélection de Θ , elle implique que Θ varie pour chaque tronçon où H varie. Or, dans le modèle QUAL-2 on ne peut préciser qu'une seule valeur de Θ pour l'ensemble du système rivière.

À titre d'exercice, de façon à sélectionner une valeur de Θ plus représentative du milieu d'application nous avons utilisé la formule de Thackston et Krenkel, qui s'est avérée ultérieurement très prédictible, pour estimer une valeur moyenne de K_L (K₂H) et ainsi interpoler une valeur de Θ = 1,0135 sur le graphe de Metzger. Le tableau 19 présente les étapes ayant mené à l'estimation du coefficient de transfert de l'oxygène (K₁).





		and the second se			
Tronçon	K ₂ ^{20°C} (J ⁻¹)	K2 ^{20°C} (min-1)	H(cm)	K _L (cm/min)	
2	2,316	1,6 x 10 ⁻³	45,1	7,2 x 10 ⁻²	
3	3,5	2,4 x 10^{-3}	37,6	9,0 x 10 ⁻²	
4	1,92	1,3 x 10- ³	47,0	6,1 x 10 ⁻²	
5	0,355	2,5 x 10 ⁻⁴	181,7	4,5 x 10 ⁻²	
6	16,118	$1,1 \times 10^{-2}$	22,1	2,4 x 10^{-2}	
7	2,78	$1,9 \times 10^{-3}$	43,2	8,2 x 10 ⁻²	$\overline{K_{L}}$ = 9,8 x 10 ⁻²

Tableau 19: Estimation du coefficient de transfert K_{L} .

 * K₂ obtenu à partir de l'équation de Thackston et Krenkel (réf. tableau 3). Annexe 9

Formats d'entrée et de sortie du modèle QUAL-2


TEXAS DEPARTMENT OF WATER RESOURCES/WATER RESOURCES ENGINEERS, INC. SEPTEMHER 1977 VERSTUN

. . . DATA LIST FUR HURIFIFU UNAL-I STREAM QUALITY ROUTING HODEL . . .

SSS (PROBLEM TITLES) SES

CARD TYPE		WHAT-IID PROGRAM TITLES
TITLEOI		WHAL TIN, TOWP VERSTUM OF WHAL TI
TTTI FO2		NAME OF BASTN # RTVTERE YAMASKA NORD
TITLE03	NÖ	CONSERVATIVE MINERAL I AS CHLORIDES IN MG/
TITIE04	NO	CONSERVATIVE MINERAL II AS SULFATES IN HG/L
TITIE05	NO	CONSERVATIVE MINERAL TIT AS TOS IN MG/I
TITLEND	10	TEMPERATURE IN DEGREES CENTIGRADE
TITLE07	YES	BTUCHENTCAL UXYGEN DEMAND IN MG/L
TITIENS	NO	ALGAE AS CHE & TN UG/E
TITLENG	N0	PHOSPHOREUS AS P TH MG/L
TITIETO	YES	URGANTE NTTRUGEN AS N IN MG/L
TTT1 E11	YES	AMMONTA AS H IN MG/I
TITLE12	YES	NTTPITE AS N TH MG/L
TITLEIS	YES	NTTRATE AS H IN MOL
TITIE14	YES	DISSOLVED UXYGEN IN MG/L
TITLE15	NO	COLTENHAS AS MON / 100 ML
TITLE16	NO	NON-CONSERVATIVE MATERIAL AS ALDRIN IN UG/L
TITIE17	YES	SENSITIVITY ANALYSIS
ENUTITLE		

SSS DATA TYPE O (SENSITIVITY ANALYSIS) 585

CARD TYPE		
SENSITIVITY	>0,	VELOCITY
SENSITIVITY	20,	NEPTH
SENSITIVITY	50,	BUD DEDX
SENSITIVITY	50.	NHS DECA
SENAITIVITY	50	RENTHOS
	0	
ENDATAO	υ.	

ENDATAO

*

SSS DATA TYPE 1 CUNNTROL DATA) SSS

CARD TYPE		CARD TYPE	
LIST DATA INPUT	0,00000		0.00000
WRT INTERMEDIATE REPORTS	u'unono		0.00000
WRITE FINAL SUMMARY	0.00000		0.00000
PLUT BUD AND DO	0.00000		0.00000
NO FLOW ANGHENTATION	0.00000		0.00000
STEADY STATE SIMULATION	u, unana		0.00000
NUMBER OF REACHES	7,00000	NUMBER OF JUNCTIONS	0,0000
NUM OF HEADWATERS	1.00000	NUMBER OF WASTFLOADS	1.00000
TIME STEP (HUNRS)	0,0000	LNTH, COMP ELEMENT (M) #	.20000
HAXTHUM ROUTE TIME (HRS)=	30.00000	TIME INC. FUR RPT2 (HRS)=	0.00000
ENDATAL	0,00000		0.00000

1 9 N L



\$\$\$DATA TYPE 1A (ALGAE PPODUCTION AND NITROGEN DXIDATION CONSTANTS)\$\$\$

CARD TYPE CARD TYPE 0,0000 DRGN O UPTAKE (MG D/MR N) ALGAE PHOTOPERIOD (HOURS) 0.0000 . . 4,5700 O UPTAKE BY NHS UXID(HG U/HG N)= O UPTAKE BY NOZ OXID(MG D/MG N)# 0.0000 0,0000 D PROD. BY ALGAE (HG D/HG A) = O UPTAKE BY ALGAE (MG O/MG A) . 0.0000 0,0000 N CONTENT OF ALGAE (MG N/MG A) # P CONTENT OF ALGAE (HG P/HG A) = 0.0000 0,0000 ALG MAX SPEC GROWTH RATE (1/DAY) = ALGAE RESPIRATION RATE (1/DAY) . 0.0000 0,0000 P HALF SATURATION CONST. (HG/L)= N HALF SATURATION CONST. (MG/L)= 0.0000 LIGHT HALF SAT CONST(LNGLY/HR) = 0,0000 TOTAL DAILY RADIATION (LANGLEY8)= 0.0000 ENDATAIA 0.0000 0.0000

355 DATA TYPE 1B (TEMPFRATURE CORRECTION FOR RATE CONSTANTS - THETA VALUES) \$55

CARD TYPE

- 9.3 -

BOD DEDXYGENATION RATE (THETA)	1,0360	BOD SETTLING RATE (THETA)	1.0000
ALGAE SETTLING RATE (THETA)	0,0000	AMMONTA DECAY RATE (THETA)	1,0770
NITRITE DECAY RATE (THETA)	1,0000	AMMONIA SOURCE RATE (THETA)	1,0000
PHOSPHORUS SOURCE HATE (THETA)	0,0000	ORGN NITROGEN DECAY RATE(THETA)=	1,0000
BENTHAL DEMAND RATE (THETA)	1,0720	COLIFORM DECAY RATE (THETA)	0.0000
REAFRATTON RATE (THETA)	1,0135	ALGAE RESPIRATION (THETA)	0.0000
GROWTH RATE (ALGAE) (THETA)	0,0000	NONCONSERVATIVE MATERIAL (THETA)	0.0000
ENDATAIR	0,0000		0.000

\$55 DATA TYPE 2 (REACH IDENTIFICATION) \$55

CARD TYPE

CARD TYPE	R	FACH ORDER AND IDENT		R. MILE		R' MILE
STREAM REACH	1.0	RCHEAMONT	FROM	9.4	TO	9.2
STRFAM PEACH	2.0	RCHEMAIN RIVER	FROM	9,2	TO	7,2
STREAM REACH	3.0	RCHEMAIN RIVER	FROM	7,2	TO	5.6
STRFAM REACH	4.0	RCHWMAIN RIVER	FROM	5.6	TO	2.6
STRFAM REACH	5.0	RCHEMAIN RIVER	FROM	5.6	TO	2.4
STREAM REACH	6.0	RCHEMAIN RIVER	FROM	2.4	TO	2.0
STREAM REACH	7,0	RCH-MAIN RIVER	FROM	2.0	TO	0.0
ENDATAZ	0.0			0.0		0.0

\$\$\$ DATA TYPE 3 (TARGET LEVEL NO AND FLOW AUGHENTATION BOURCES) \$\$\$

CARD	TYPE		REACH	AVATL HOWS	TARGET		ORDER	OF	AVAIL	SOURCES	
FLOW	AUGHT	SOURCES	1.	0.	0.0	0.	0.	0	. 0.	٥.	0.

SSS DATA TYPE 4 (COMPUTATIONAL REACH FLAG FIELD) SSS

CARD	TYPE	REACH	FLEHENTSIREACH	COMPUTATIONAL FLAGS
FLAG	FIFLD	1.	1.	1.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0
FLAG	FIFLD	5.	10	0.
FLAG	FIELD	3,	8.	2.2.2.2.2.2.2.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0
FLAG	FIELD	4,	15.	2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2
FLAG	FIFLD	5,	1,	2,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0,0
FLAG	FIELD	6,	2.	2.2.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0.0
FLAG	FIELD	7,	10.	2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 2, 5, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0,
ENDAT	1 4 4	0	0°.	0.



\$\$\$ DATA TYPE 5 (HYDRAULTC CREFFICTENTS FUR RETERMENTING VELORITY AND DEPTH) \$\$\$

CARD TYPE	PLACH	LOFEAN	EXPURY	CUEFDH	EXPOON	CMARN
HYDRAULTCS	۱.	.014	.92A	1.123	.137	.057
HYDRAULTCS	5.	.014	ASD	1.123	137	.057
HYURAULTCS	5.	.07A	.578	.297	. 384	.062
HYDRAULTES	4.	.014	.92A	1.123	.137	.046
HYURAULTES	5.	.006	.786	4.342	040	.035
HYUPAULTCS	υ.	.295	.415	.216	. 335	.058
HYDRAULTCS	7.	.132	399	.356	.376	.052
ENDATAS	0.	0,000	0.000	0.000	0.000	0.000

333 DATA TYPE & CHEACTION CUFFEICIENTS FOR DEDXYGENATION AND REAFRATION) \$35

CARD TYPE	REACH	¥1	K3	K20PT	K2	COEDK2, UR EXPOK2, TSIV CUEF UR SLOPE FOR OPT & FOR UPT &
REACT COEF	1	0,00	0,00	1.	0.00	0.000 0.00000
REATT COEF	2	25	0.00	5.	0.00	0.000 0.00000
REACT COLF	3.	28	0.00	5.	0.00	0.000 0.00000
REACT COEF	4	25	0.01	5.	0.00	0.000 0.00000
REACT COEF	5.	.23	0.00	5.	0.00	0.000 0.00000
REACT COEF	υ.	47	0.00	5.	0.00	0.000 0.00000
REACT COEF	7.	-2A	0.00	5.	0.00	0,000 0,0000
ENUATAO	υ.	0.00	0.00	0.	0.00	0.000 0.00000

SSS DATA TYPE 64 (ALGAE, NTTRUGEN, AND PHOSPHURDUS CONSTANTS) SSS

CARD TYPE	REACH	ALPHAD	ALGSET	CKNH3	CKN02	SNH3	5204	ORG=N
ALGAE, N AND P COFF	1.	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ALGAE, N AND P CUFF	2.	0.0	0.00	7.43	0.00	0.00	0.00	0.00
ALGAE, N AND P CUFF	3.	0.0	0.00	A.40	0.00	0.00	0,00	0.00
ALGAE, N AND P COFF	4	n î n	0,00	.44	0,00	0.00	0.00	0.00
ALGAE, N AND P CUEF	5.	0.0	0.00	. 4 4	0.00	0.00	0.00	0,00
ALGAE, N AND P CUEF	6.	n _ n	0.00	.44	0.00	0.00	0.00	0.00
ALGEA, N AND P COEF	7.	0.0	0.00	.44	0,00	0.00	0.00	0.00
ENDATADA	0.	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SSS DATA TYPE 68 (DTHER COFFFICIENTS) 858

CARD TYPE	HFACH	BENTH	CULIF	EXCREF	KNCH
OTHER COLFFICTENTS	1.	0.00	0.00	0.00	0.00
OTHER COEFFICTENTS	2.	0,00	0,00	0,00	0.00
OTHER COLFFICTENTS	3.	0.00	0.00	0,00	0.00
OTHER CREFFICTENTS	4 .	0,00	0,00	0.00	0.00
OTHER CREFFICTENTS	5.	400,00	0,00	0.00	0.00
OTHER CREFFICTENTS	۴.	0,00	0.00	0,00	0.00
OTHER COEFFICIENTS	7.	0,00	0,00	0.00	0.00
ENDATAGR	ο.	0.00	0.00	0.00	0.00



SSS DATA TYPE 7 (INITIAL CONDITIONS) 383

CARD TYPE	FLACH	TFHP	D.0.	HUD	CM-1	CM=TI	CM+TIT
INITIAL CONDITIONS	1.	16.0	0.0	0,0	0.0	0.0	0.0
INITIAL CONDITIONS	2.	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
INITIAL CONDITIONS	5.	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0
INITIAL CONDITIONS	4.	15.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
INITIAL CONDITIONS	5.	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0,0
INITIAL COUNTTINUS	ο,	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
INITIAL CONDITIONS	7.	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ENUATA7	U,	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

SS% DATA TYPE 7A (THITTAL CUNDITIONS FOR CHLOROPHYLL A, NITROGEN, PHOSPHOROUS, CULLEDRM AND RADIONUCLIDE) \$\$\$

CARD TYPE	RFACH	CHLORA	NH3	102	NO3	PO4	COLI	NCM	ORG-N
INITIAL COND-2	1.	0.0	0,00	0.00	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
INITIAL COUP-2	2,	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	υ,	0,00	0.00
INITIAL COND-2	3,	0.0	0.00	0.00	0,00	0,00	0	0.00	0.00
INITIAL COND-2	4,	0.0	0,00	0.00	0,00	0,00	0,	0.00	0.00
INITIAL COND-2	5,	0.0	0,00	0.00	0.00	0,00	0,	0,00	0.00
INITIAL COND_2	6,	0.0	0,00	0.00	0.00	0.00	0.	0.00	0.00
INITIAL COND-2	7,	0.0	0,00	0.00	0.00	0.00	0.	0.00	0,00
ENDATA7A	0.	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.	0.00	0.00

SSS DATA TYPE & CHINNEF CUMUTTIONS1 SSS

CARD TYPE	REACH D	TEMP	0.0. PUD	CM=1	CM=11	CH+111
RUNDER CUNUTTIONS	1. 0.0	0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0
RUNNEF CUNDITIONS	24	16.0	0.0900.0	0.0	0.0	0.0
RUNDEF CONDITIONS	3, 4	15.0	0.0900.0	0.0	0.0	0.0
RUNDER CUNUTTIONS	40	15.0	0.0900.0	0.0	0.0	0.0
RUNDER CUNDITIONS	5 1	14.0	0.0400.0	0.0	0.0	0.0
RUNDEF CUNDITIONS	o1	14.0	0.0600.0	0.0	0.0	0.0
RUNDER CUNUTTIONS	74	14.0	0.0900.0	0.0	0.0	0.0
ENDATAB	0. 0.0	0.0	0.0 0.0	0.0	0.0	0.0

SS% DATA TYPE AA (INCREMENTAL FLOW CONDITIONS FUR NITROGEN, PHOSPHOPOUS, CULIFORM AND RADIONUCLIDE) \$\$\$

CARD TYPE	REACH	CHLORA	NH3	NUS	N03	PO4	COLI	NCM	ORGON
RUNDEE COND-2	1,	0.0	0,00	0.00	0,00	0,00	U,	0.00	0.00
RUNDEF CUND-2	2,	0.0	0,00	0.00	0,00	0.00	0,	0.00	0.00
RUNNEF CUNU-2	3,	0.0	0.00	0.00	0,00	0.00	0.	0.00	0.00
RUNDEE CUND-2	4,	0.0	0,00	0.00	0,00	0,00	0.	0.00	0.00
RUNDEE COND=2	5,	0.04	no, on	0.00	0,00	0,00	ΰ,	0.00	0.00
RUNDER CUNU-2	b ,	0.0	0,00	0.01	0,00	0,00	0,	0.00	0.00
RUNAFF FUND-2	7,	0.0	0,00	0.00	0,00	0,00	0,	0.00	0.00
ENGATABA	σ.	0.0	0.00	0.00	0,00	0.00	0.	0.00	0.00



SSS DATA TYPE .. (STREAM JUNLTIONS) 585

CARD TYPE UNDETING UNDER AND IDENT	UPSTRM JUNCTIAN	TRIH
ENDATAS 0.	0. 0.	0.

SSS DATA TYPE 10 (HEADWATER SOURCES) 585

0 0.0 0 0.0) 0.0	0.0
0	n.,	0,0 0,0 0,0 0,0

\$\$\$ DATA TYPE 10A (HEADWATER CONDITIONS FOR CHLOROPHYLL, NITROGEN, PHOSPHOROUS, LOLIFORM AND RADIONUCLIDES \$55

CARD TYPE HEADWATER=2 FNDATA104	HD647FH	CHFUHW 0°0	NH3 88 0,00	504 0.00 0.00	NN3 0,00 0,00	PN4 0,00 0,00	COLI. O, O.	NCM 0,00 0,00	086=N 0.00 0.00
ENDATAIOA	v.					1941 - 1949 943			

SSS DATA TYPE 11 (WASTE LOADTHGS) \$55

CARD TYPE WASTE WASTE LOAD 1. ENDATA11 0.	LUAD UPDER AND IT Egunt granby	DENT FFF 0.00 0.00	FLOW 15.0 0.0	TFMP 15.0 0.0	0,0 0,0 0,0	PUD 76.0 0.0	CM-I 0,0 0,0	CM=IT 0+0 0+0	см=III n.n 0.0
---	-----------------------------------	--------------------------	---------------------	---------------------	-------------------	--------------------	--------------------	---------------------	----------------------

\$58 DATA TYPE 114 (WASTE LOAD CHARACTERISTICS - ALGAE, NITRUGEN, PHOSPHOROUS, COLTFORMS AND RADTONUELIDEST \$55

CARN TYPE WASTE LNAD=2 ENGATA11A	HASTF	EGUUT GRANNY	IT CHI.+ A 0+00	NH3 8,57	NU2 0,00	N03 0,00	P04 0,00	COLI. 0.	NCM 0,01	08G=N 0.00	- 9.6
P. P. H. L. L. L. H.											

i



NAME OF HASIN & PIVIERE VAMASKA NORD

 $\hat{\mathbf{t}}$

DISSOLVED DAYGEN TH HEZE ITERATION 1 RCH/CL 1 7 9 10 11 12 13 14 17 19 20 2 3 4 5 b 8 15 16 18 1 7,19 2 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 3 4 0.00 5 0.00 0.00 0.00 • .64 .62 7 . 33 . 18 .43 .47 .50 .54 .57 . 59 BTOCHEMICAL DXYGEN DEMAND IN MG/L ITERATION 1 RCH/CI. 1 2 3 4 5 6 7 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 8 1 53.02 2 63.39 63.90 64.41 64.91 65.41 65.41 66.40 66.49 67.37 67.85 3 0R.61 09.40 70.30 71.14 71.97 72.79 73.40 74.41 4 74,94 75.37 75.79 76.21 76.65 77.05 77.46 77.87 78.27 78.67 79.07 79.46 79.85 80.24 80.62 5 80.38 6 79.17 79.40 7 80.21 80.71 81.20 81.68 82.16 82.64 83.11 83.59 84.05 84.52 URGANTE NTTROGEN AS N IN MG/L ITERATION 1 RCH/CL 1 5 3 4 5 Đ 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 1 0.00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 î. 2 3 4 5 0.00 0.00 0.00 6 7 0.00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 AMMONTA AS N TH MG/L ITERATION 1 RCH/CL 1 2 3 4 5 7 8 9 10 11 12 13 14 16 17 19 20 6 15 18 . 88 1 2.96 2 3,53 2.51 2.12 1.79 1,51 .91 1.27 1.07 .77 . 48 .43 3 .67 . 55 . 38 . 60 .34 .31 4 . 31 . 10 .28 .30 . 10 . 29 .29 . 29 .28 . 28 . 28 .27 .27 .27 .27 5 1.33 6 1.30 1.30 7 1.29 1.28 1.27 1.26 1.25 1.25 1.24 1.23 1.22 1.21

. 9 1



FINAL REPORT * . . * * * . . REACH NO. 1.0 RCHEAMONT HTVFR HTLFS 9.4 10 9,2 VILOMETERS 14.8 15.1 10 1. HYDRAULTC PARAMETER VALUES . . . * . . . MINIMUM AVFHAGE END OF REACH MAXIMUM HEAD DE REACH PARAMETER 20.000 20.000 20.000 20.000 20.000 FLOW (CES) ,229 .229 .229 VELUCITY (FPS) .224 .229 8 1.691 1,691 1.091 1.691 1.091 DEPTH (FT) . 51.676 51.676 51.676 WIDTH (FT) 51.070 51.676 8 2. WATER QUALITY PARAMFTER VALUES . . . ۰ * ٠ 16 18 19 20 11 12 13 14 15 17 9 10 ELEM 1 2 3 5 7 8 44 b DU 7.19 800 53.02 ORGN 0,00 .88 NH3 NO2 .00 NO3 0.00 * NOTE: UNITS ARE HG/L, EXCEPT FOR ALGAE AS CHL A IN UG/L AND CULIFOPHS AS MPN / 100 ML AND TEMPERATURE IN DEGREES CENTIGRADE 3. A VERAGE VALUES OF REACH COEFFICIENTS (TEMPERATURE CORRECTED) SETTLING RATES (1/DAY) BENTHOS SOURCE RATES (MG/84 FT/DAY) REAFRATION RATE CHLOR A/ALGAE DECAY PATES (1/DAY) (1/DAY) RATIO (UG/MG) RATID # 0.00 K2 8 0.000 BUD 0.00 POD = 0.00 K1800 . 0.00 . KNHS # 0.00 ALGAE . 0.00 NH3 = 0,00 KN02 # 0.00 P04 = 0.00 SATURATION DD (MG/L) TEMPERATURE (CENTIGRADE) KCULI . 0.00 KNCH # 0.00 DO = 9.41 TEMP # 10.00 KORGN . 0.00

0

I

'0

8

Т



							*		R	. 1	b.	-	ŧ	*		*		F	t N	A I		R	F P		5 4		*	*		h	*	*	1	h.						
																	454 47v 81	ICH IFR (LO	ND MT METI	LES	2 • 0	9. 14.	РСН 2 8	12MA1 TO TO	IN F 7 11	RTVF 7,2 1.6	FR													
1. H	I Y	D	RA	Ð	L I	t c	P		R A	4	Ł	T E	E N	v		. I	F	5		*		*		*				•	¢		*									
			PA	RAP	FT	ĒR			ŀ	FAI	n n	FF	REA	гн			E™I) 0	FR	EAC	н		HAX	IMU	4	H	MINIM	UM		AVF	RAG	E								
		FL VE NI	() N L U M P T H D T H	(CF 17) (f	5) (() () () ()	FPSj	i.	2 2 2 3		1	35, 1, 49,	1140 385 820 837) 5 7					35 49	40 38 82 80	U 9 4			35 1 49	400 389 829 804		1	35.04 .34 1.87 49.83	40 15 26 57		35', 1 49	220 387 827 821									
2, H		T	ER	l i	U	A L	. 1	T	Y	P	A R	Å	M	FT	F	R	V A	L	U	ES		*		*		*		ł	*		*									
EI.	.EM	1		ē	?	1	ţ.		4		5		6		7		ŧ	8		9	1	0	1	1	1	2	13		14	1	5	16		17	18	lines	19	50		
0 800 0RGN NH3 NO2 NO3	63 0 3	92 39 .00 .51 .64	61 61 7	0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0) 6 	n.0(4.41 n.n(2.51 1.65) 6]]]	0.0 4.9 0.0 2.1 2.0 0.0	0 1 6 4 0	n	10 11 10 79 36 10	0 5 0 1 2 0	00 01 00 51 64	n 6 6 n 1 7 n	.00 .40 .00 .27 .87 .00	66 1 1	1.0() 7 7	n n 7 3 0 0 3 2 0 0	0 7 6 1 3 0	n.n 7.A 0.n .7 3.3 0.0	0 5 0 7 6 0																		
• NUT	TE 1	U	NIT	'S I	RE	MG,	/L,	EX	CEF	ן די י	FUR AND AND	AL Cu Te	GA H I MP	F A For Era	5 C M9 TUR	HL AS F 1	A] 14Ph [n [IN N / DEG	IIG/ 10 Ref	L O MI S CI	L Ent	IGR	ADF	Ţ																- 9.9
3. A	۷	ER		GE		V 4	L	H E	5	0	F	P	F	A (н	C	0 6	F	F	I C	1	ΕN	T	S	(TFI	HPE	RATUR	₹E C	ORR	EFTF	DI									ľ
	n	ECA	¥ P	ATE	5	(17)) A Y)			5	ETI	LI I	MG	RAT	FS	(17	DA	۲)	ы	FHT	HOS	s sr	IURCI	F P/	ATE	8 rma	5/86	FT	DAY	()	REAE (1		ton Y 3	PATE	1	HLOR Ratio	A/A (UG	LGAE /MG)	
		K	180 NH1	0	6	5.8	22						0 ▲	ni) I GA	± € ≤		0.0) () () ()					P	100 I 143 I		0,00	n				1	K5 8	1	203	ł	RATI	LO =	٥.	00	
		K	CUL	1	i i	0.0) () () ()				TE	MPE	PA	TUR	E ()	CEN		RA	DEI					'U4 1	F (U . U (U				SA	TURAT	TON	DO	(MG/	IJ				

KORGH = 0.00 TEMP = 16.00 D0 # 9,81

.

9.9



e FINAL REPORT * * * * *

RFACH NO. 3.0 RCHEMAIN RIVER RIVER MILES 7.2 TO 5.6 RILOMETERS 11.6 TO 9.0

I. HYDRAHLTC PARAMETER VALUES * . . . ٠ * . MINIMUM AVERAGE HEAD DE REACH END OF REACH MAXIMUM PARAMETER 35,450 35,675 15,450 35,800 35.800 FLOW (CFS) . .620 .017 .620 .617 .018 VELOCITY (FPS) . 1,173 1.175 1.171 1.171 1.175 DEPTH (FT) . 49.099 49,108 49.099 49.117 49.117 WIDTH (FT) . 2. WATER QUALITY PARAMETER VALUES . * 19 20 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 7 8 ELEM 1 2 3 4 5 h 300 68,61 69.46 70.30 71.14 71.07 72.79 73.60 74.41 n.no 0.nu n.no n.nu n.no 0.no 126N 0.00 0.00 . 34 .67 .43 .38 .31 . 60 .53 NH S . 48 102 3.46 3.52 3.58 3.63 3.67 3.71 3.74 3.77 . NOTE: UNITS ARE HG/L, EXCEPT FOR ALGAE AS CHE A IN HG/L AND CULIFOPHS AS MPN / 100 ML AND TEMPERATURE IN DEGREES CENTIGRADE A VERAGE VALUES OF REACH CUEFFICIENTS (TEMPERATURE COMPECTED) REAFRATTON RATE CHLOR A/ALGAE SETTLING RATES (1/DAY) BENTHOS SOURCE PATES (MG/SW FT/DAY) DECAY RATES (1/DAY) RATIO (UG/MG) (1/DAY) K2 = 3,723 PATIO = 0.00 .23 BOD = 0.00 K1800 = 0.00 BUL . KNHT # 5.80 AI GAE # 0.00 NH3 # 0,00 P04 . 0.00 KN02 . 0,00 SATURATION DO (MG/L) TEMPERATURE (CENTIGRADE) KCOLI . 0.00 KNCM . 0.00

1

9.10

1

KOHGN # 0.00 TEMP # 15.00 DO # 10.03



. FINAL REPORT

		RFAC Rtvf Kil	H NO. 4.0 F H MTLES 5.0 OMETERS 9.0	RCH=MAIN RIVER 6 TA 2.0 A TA 4.2		
HYDRA	ULTC PAR	AMETER VALUES		6 8	*	
PAR	AMETER	HEAD OF REACH END	OF REACH	MAXIMUM MINIMUM AV	VFRAGE	
FLOW (Veluci Deptm Widtw	(FS) = TY (FPS) = (FT) = (FT) =	35.840 3 .303 1.832 49.765 4	50,400 ,599 1,830 19,715	30,400 35,840 38 ,399 ,393 1,836 1,432 1 49,715 49,765 49	b,120 .396 1,634 9,739	
WATER		PARAMETER VA	LUES 🔹		*	
ELEM 1	2 3 4	5 o 7 B	9 10	11 12 13 14	15 16 17 18	19 20
10 0.00 0. 10 74.94 75. 10 0.00 0. 10 3 .31 12 3.77 3. 13 0.00 0.	no n.no n.00 37 75.79 76.21 no n.no n.nu 30 .30 .30 77 3.77 3.77	n.n0 n.n0 n.n0 n.n0 76.63 77.05 77.46 77.87 n.nu n.n0 n.n0 n.n0 .29 .24 .29 .28 3.77 3.76 3.76 3.76 n.n0 n.n0 n.n0 0.n0	n,nu n,nu 78,27 78,67 7 0,nu n,nu ,28 ,28 3,76 3,76 n,nu 0,nu	0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 9.07 79.46 79.45 80.24 80 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 28 27 27 27 27 3.76 3.76 3.75 3.75 3.75 3 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00 0.00	. fi . fi	
UTER UNITS	S ARE HG/L, EXC	FPT FUR ALGAF AS CHL A IM AND COLIFORNS AS MPN AND TEMPERATURE IN DE	N UG/L / 100 ml Egrefs CFNTIGR	ADE		י • -
	E VALUE	S OF REACH CUE	FFICIEN	T S ITEMPERATURE CORREC	TEDI	-
DECAY R	TES (1/DAY)	RETTLING HATES (1/	DAY) BENTHOS	SOURCE RATES (MG/SU FT/D	AY) REAFRATION RATE C (1/DAY) R	HLAR AVALGAE
K180(KNH3	D = 21 = 30	HPD = 0,00 AIGAE = 0,00	n N	РОГ = 0,00 NH3 = 0,00 РОД = 0,00	*2 = ',979 RATI	;n = 0,00
KCUL) KNCM KORGI	N = 0,00 N = 0,00 N = 0,00	TEMPERATURE (CENTIG	PADE)		DO = 10,03	

- 9.11 -

REACH NO. 5.0 RCHEMATN RTVER 2.4 TO RTVEN MILES 2.6 KILOMETERS 4.2 10 3.9 * ٠ ÷ + HYDRAULTE PARAMETER VALUES. . * . AVFRAGE END OF REACH MAXIMUM MINIMUM HEAD OF REACH PARAMETER 36,500 36.500 36.500 30,500 30.500 FLOW (CFS) 2 .103 .103 .103 .103 VELOPITY (FPS) .103 . 5.009 5,009 5,009 5.009 5.009 DEPTH (FT) . 70.775 70,775 70,775 70.775 70,775 WIDTH (FT) . WATER QUALITY PARAMFTER VALUES . . ٠ . . . 19 20 15 16 17 18 9 10 11 12 13 14 43 5 Ð 7 8 ELEM 1 2 3 10 0.00 3 80.38 N 0.00 3 1.33 2 3.77 3 0.00 DTER UNITS ARE HG/L, EXCEPT FUP ALGAE AS CHL A IN HG/L AND CULIFORMS AS MPN / 100 ML AND TEMPERATURE IN DEGREES CENTIGRADE AVERAGE VALUES OF REACH CUEFFICIENTS (TEMPERATURE COMRECTED) REAERATION RATE CHLOR A/ALGAE SETTLING RATES (1/DAY) BENTHOS SOURCE RATES (NG/SQ FT/DAY) DECAY RATES (1/DAY) RATIO (UG/MG) (1/DAY) 0.00 RATIO . K2 . .368 BOD #263,48 ,19 0.00 TIND . NIBOD . NH3 = 0.00 .2A AI GAE # 0.00 KNH3 B P04 . 0.00 KN07 . 0.00 SATURATION DO (MG/L) TEMPERATURE (CENTIGRADE) KCUII = 0.00 0.00 KNCM . 00 = 10.26 TEMP = 14.00 KORGN . 0.00

REPORT

FTHAL

.

*

.

.

*

*

.

1

9.12

1



. FINAL REPORT

8

																				RF RT	A C I V F I	4 K 2 M	10.	F.S	ħ.	n 2	F - 4	RCH:	= M/ T ()	TN	Я 2	T V F	H														
																				ĸ	110)MĘ	TE.	HS		2	5.	7	1n		3	• 5															
н	¥	D	R	4	u i	t	C	P		ĸ	Å	M	Ł	T t	ĸ	1	v	1	11	F	S			*		1	ł		*		8	*		×	*		٠										
			P	AR	4 M F	TF	H				HF	AD	n	FF	RF A	ГН				EN	DI	JF	RE	AC	H		,	MAX	IMU	јм		M	41N]	LHUH		Å	VFRAC	iE									
		FL	_ n w	(CF ! T v) (F				2		3	b .	550)						30	b.t	00					36.	600)		1	56.5	550		3	6,579	5									
		DE	EPT	H	(F1 (F1	5				-		3		77							31	8.5	171					38.	721	1		1	58.5	771		3	.721 8.58	2									
		Ţ	,	0	0	т П		T	Ť	¥	þ		R		м	F	T I	-		v	•		LE		;	,	*		*			*		*													
			-					•		,																								-							_						
El.	EM				S		3	5		4			5		Ó	i.		1			8		9			10		1	1		12		13	5	14		15	10	6	1	7	1	8	19		20	
no	0	.00	0	n.	00																																										
ПD GN	79	.17	77 0	9.	60																																										
H3	1	.3	0	1.	30																																										
02	3	:01	0	3.	78																																										
NOT	Ei	I	UNI	TS	A	E	MG,	٨.	E	XCI	FP1	F	(IR	A 1	G	F	A 5	C۲	۰L	A	IN	11	汃																								Ţ
						-							ND	C (11	FO	R 14	8 1	s,	MP	N		0.0		11. • E N		- 0																				9
													ne			T. R				-N	UC	9 - 1		, (- C 11			- 12																			<u>ب</u> در
A	۷	EI	RA	G	Ε	۷	٨	L	U	E	8	0	F	R	E	A	CI	H	C	0	E I	F	1		: 1	Ł	N	T	5	(1	E M	PER	RATI	URE	CURE	EC	TFD)										1
	D	EC	AY	RA	TES	1	1/1) A Y	1				8	E T	ri. 1	NG	R	A T F	5	(1	10	AY;)	E	3F N	TH	ns	SN	UR	CF	RA	TES	5 ()	4G/3	Q F1	70	AY)	RE	AEF		'ON ')	PAT	E	CHLO Rati	R A 0 (A/ALGA (UG/MG	E)
				60			5	A							6	nn				٥.	٥٥							R	nn		0	. a c	0					K2	-	14'	919	5	R/	TIO		0.00	
		i	KNH	3				A								1 G	AE			0.	0 0							N	HS	-	ŏ	,00	Ď						-								
			KNO	7			0.0	0							_						-							P	04		0	.00	0														
		- !	KCÜ KNr	N			0.0	0					TE	MP	RA	TU	HF.	((EN	IT I	GRI	A (7)	:)														5		AT]	UN	00	(11	17L)				
					-																																										

KOKGN # 0.00 TEMP # 14.00 DO # 10.26



* * * * * * FTNAL REPORT * * * * * *

REACH NO.	7.0	RC	H-MATN	RTVER
RTVER MILES	5	2.0	TO	0.0
KILUMETER	5	3.2	TO	0.0

																		(125)																			
i	•	н	n	R	٨	0 1	Ţ	C	P	A R	A	ME	T	E R	١.		<u>I.</u> I	F	5				e.	÷			٠		-	*							
	PARAMETER							R			HF	HEAD DE REACH						ENU	U.	r PE	ACH		M		M		MINIML	JM		VERAG	E						
			F	100		CF	3)			8		36		0					37				37	7.000		9	36.640		1	A 830							
					1 3/	11	(*	PS)					.55	6						559			2009-12	.550			SE4		3	CEA							
			D	EPT	H	(F))					1	.37	8					1	3A3			- 1	1.383			1 274			, 270							
			- W.	101	н	(F)						47	.77	2					47	877			47	7 877		2	19 7 7 7 7		4	1.301							
_			_	_																									4	1.052							
2	•	W A	T	E	R	U	U	A L	I	ΤY	P	۸	RA	M 1	FT	F	R	V A	L	U E	S	*		٠		*			*	*							
	E	LEM	1	1		2		3		4		5				7										-											
								-						v				0		4		10		11	1	2	13	14		15	16	17	11	8	19	20	
	nu		. 33	3		38		.41		. 47		50		5.		E 7		50																			
1	300	80	.21	8	n.	71	81	.20	81	.64	82	16	82	64		• 7 4	01	50	6.0	+ DC		64															
0	IGN	0	.00)	ο.	00	0	.00	0	0.0			00	.04	03		01	.74	04	.05	84,	24															
	HH3	1	. 20	5	1	ZA		27		3.		90		30	0		9	.00	Q	.00	. n.	00															
,	102	÷,	76		; *	70	÷	20	- 4		1		- 1	• * *	1	. 24	1	.53	1	.25	1.	15															
	101	Ó	. 01	n i	^	00			2		2		,			• 71	3	• 41	3	.81	3,	85															
					•			• " 0	U	• 0 0	ŋ	• " •	ŋ	• " 0	ņ	.00	0	.00	0	.00	0,	00															
	NO		Ē	INT	7 e			ME 41								-																					T
							E 1	10/1	- 8	E A LI		PU	- Al	LGAP		SC	HL	V II	N H	G/L																	10
												ANI	0 CI	UL IP	UP.	M.S.	AS	MPH	1	100	ME																•
												ANI	א ב	EMPF	K A	TUR	FT	N DI	EGR	EFS	CEN	TIG	RAD	E													7
1		V			r					-					_																						+-3
					U	Ε.	v	• 1	. 0	E	5 (O F	P	F	I C	н	C	υE	F	FI	C 1	EI	NT	S	(TF	MPEP	ATURE	COR	RFC	TEDY							1
		0		V									_		2.0000 20	-												•									
					T A	E 9	0	1.404	173				SET	LLIV	IG I	RATI	rs -	(1/1	JAY)	BEN	THO	55	OURCE	R	ATES	EMG/	80 F1	1/0/	171	DEAR	ATTON	DATE	-			
																															14 AC	AD THE	MAIL	÷	CHEOK	AZALGAE	
					80	_												523														UATJ		3	MATIO	(UG/MG)	ļ –
			2	NE	10			152						80	0		(0.00)				1	800 .	i i	0.00				Ľ	2 .	3' 3.44		n			
			- 2	ALLAS	2			+54	l.					AL	GAE			0.00)					NHT .		0.00				-	C .	2.240	ŧ.	MAT	10 #	0.00	
					٢.	-	U	.00					0.00											P04		0.00											
			R.	LUI	1	8	0	.00				TE	MPE	PAT	UPE	((ENI	TGP	AD	E 1												0					
			K				U	.00																						341	UMATI	UN DO	(MG/	1)			
			ĸ	UNG	iN		0	.00						TE	MP		14	1.00	1																		
																															00 8	10.26	č				

D0 = 10.26





. 9.15

ບາ I

