



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**META-F: UM MODELO DE OTIMIZAÇÃO QUALI-
QUANTITATIVO PARA OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE
RECURSOS HÍDRICOS E POLUIÇÃO FLUVIAL**

MOSEFRAN BARBOSA MACEDO FIRMINO

Campina Grande - PB

Junho de 2007

MOSEFRAN BARBOSA MACEDO FIRMINO

**META-F: UM MODELO DE OTIMIZAÇÃO QUALI-QUANTITATIVO PARA
OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE RECURSOS HÍDRICOS E POLUIÇÃO FLUVIAL**

Dissertação apresentada ao curso de pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, na área de Engenharia de Recursos Hídricos, em cumprimento às exigências para obtenção do grau de Mestre.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: ENGENHARIA HIDRÁULICA

ORIENTADOR: WILSON FADLO CURI

Campina Grande - PB

Junho de 2007

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

F525m

2007 Firmino, Mosefran Barbosa Macedo.

META-F: um modelo de otimização quali-quantitativa para operação de sistemas de recursos hídricos de poluição fluvial / Mosefran Barbosa Macedo Firmino. — Campina Grande, 2007.

126f. : il.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Referências.

Orientador: Wilson Fadlo Curi, Ph.D.

1. Otimização. 2. Operação de Reservatórios. 3. Poluição Fluvial. I. Título.

CDU- 519.863:556.18(043)

MOSEFRAN BARBOSA MACEDO FIRMINO

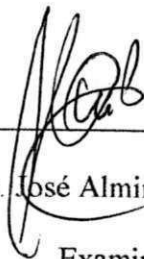
**META-F: UM MODELO DE OTIMIZAÇÃO QUALI-QUANTITATIVO PARA
OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE RECURSOS HIDRICOS E POLUIÇÃO FLUVIAL**

Aprovada em 08 de Junho de 2007



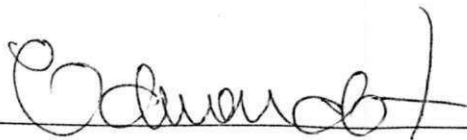
Dr. Wilson Fadlo Curi (UAF/UFCG)

Orientador



Dr. José Almir Cirilo (DEC/UFPE)

Examinador Externo



Dr. Eduardo Eneas de Figueiredo (UAEC/UEPB)

Examinador Interno

Campina Grande - PB

Junho de 2007

“Alguns homens vêem as coisas como são, e perguntam: “Por quê?”.
Eu sonho com as coisas que nunca existiram e pergunto: “Por que não?”.”
(George Bernard Shaw)

APRESENTAÇÃO

Este trabalho foi desenvolvido no curso de pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, sob orientação do Professor Wilson Fadlo Curi.

Na mágica tarefa de ampliar nossos conhecimentos, a construção de uma dissertação de mestrado é um processo de transformação. Nenhuma tarefa tão desafiadora como essa pode ser realizada sozinha. Eu tive a alegria de sempre estar rodeado de seres humanos maravilhosos, fazendo deste percurso um laço de amizade e apoio, solidificando o alicerce da vida.

Agradeço inicialmente a Deus, por transformar a essência de cada dia num processo de crescimento pessoal e humano. Aos meus pais, Arenildo e Silene, entusiastas do saber, meu irmão, Silenildo, e familiares pelo amor, apoio e incentivo.

Agradeço ao meu orientador nesta pesquisa, pessoa de amplo conhecimento, Prof. Wilson, por me apresentar e conduzir por um tema tão interessante, de certa forma oportuno, que é a otimização da qualidade das águas fluviais, além da orientação funcional e estímulo transmitidos.

Agradeço a instituição da UFCG e ao GOTA - Grupo de Otimização Total da Água, pela infra-estrutura e apoio a mim disponibilizados e por proporcionarem um saudável ambiente de pesquisa. Ao CT-HIDRO/CNPq, pelo suporte financeiro durante a vigência do curso. A todos os professores do curso de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, pela formação que recebi e pelos novos conhecimentos adquiridos.

A todos os novos e antigos colegas e amigos que contribuíram de alguma forma com o desenvolvimento desta pesquisa, mesmo aos que não saibam o quão importante esta ajuda tenha sido para mim.

Aos meus sinceros amigos, Allan Sarmiento e Valterlin Santos pela amizade, disposição em ajudar-me na elaboração do trabalho e pelos momentos agradáveis compartilhados. A minha turma de mestrado, Marcos Junior, Gracielli, Julio e Gustavo por toda ajuda, companheirismo, críticas e incentivos. Em especial aos admiráveis amigos Celeste(s) e Marivaldo, sendo o último o desenhista da Figura 2.1.

A Lucivânia, por ser uma bela companheira, com sua generosidade e sensibilidade. Ao Kim, brilhante Meta do Firmino. Que mesmo no final, se fez tão presente! Sem o Nosso Encontro, seriam outras Essas Águas!

RESUMO

Os rios brasileiros atravessam as cidades, campos agrícolas e de pecuária “pagando” com a poluição fluvial. As modelagens e análises dos efeitos naturais e antrópicos na qualidade das águas estão, usualmente, associadas as técnicas de simulação. Porém, essas técnicas de simulação não priorizam alocação ótima da água. Este trabalho apresenta o **META-F: Modelo de Enquadramento Tático das Águas Fluviais** para alocação ótima da qualidade e quantidade da água em nível mensal, via programação linear seqüencial, onde a função objetivo visa a satisfação de metas de atendimento às demandas e de enquadramento de águas fluviais e as restrições representam as limitações físicas e operacionais dos componentes hidráulicos do sistema de recursos hídricos. As não-linearidades intrínsecas aos processos de cada um de seus componentes foram implementadas através de um procedimento iterativo, fazendo uso de aproximações lineares.

O modelo foi aplicado ao trecho do rio Capibaribe situado entre os reservatórios Jucazinho e Carpina, localizado no estado de Pernambuco, com três perímetros irrigados, duas demandas de abastecimento humano, uma demanda industrial e dois reservatórios. O comportamento do sistema foi analisado para cenário climático médio em três situações: para afluxos com concentração média de DBO em dois casos, sem e com a meta de enquadramento das águas fluviais, e, por fim, para afluxos com a concentração máxima de DBO. Os resultados atestaram a eficiência do modelo, mostrando a viabilidade da linearização de variáveis não-separáveis por aproximações lineares. Ainda, pode-se claramente observar a diferença de operação dos reservatórios nas três situações. Além disso, a robustez do algoritmo pode ser observada quando uma solução é alcançada mesmo quando não exista uma região que satisfaça os requerimentos de enquadramento da qualidade de água.

ABSTRACT

The Brazilian rivers run across the cities and agricultural and cattle fields while getting polluted. The modeling and analyses of natural and manmade effects in water quality are, usually, associated with simulation techniques. However, this technique does not prioritize optimum water allocation. This paper presents the **META-F: Modelo de Enquadramento Tático das Águas Fluviais** (Fluvial Waters Tactical Quality Framing Model) for optimum water quality and quantity allocation at monthly level, via sequential linear programming, where the objective function aims the satisfaction of meeting goals to the water quantity demands and fluvial water quality requirements and the restrictions represent the physical and operational limitations of the hydraulic components behavior in a water resources system. The intrinsic non-linearities of each component processes had been implemented through an iterative procedure, making use of linear approaches.

The model was applied to part of the Capibaribe river stream flow, located between the Jucazinho and Carpina reservoirs, in Pernambuco state, Brazil, where there are three irrigated perimeters, two human supply and industrial demands and two reservoirs. The behavior of the system was analyzed using an average climatic data in three scenarios: for the average inflow concentration of BOD in two cases, with and without the requirement of fluvial water quality requirement goal, and, finally, with the maximum inflow concentration of BOD. The results have shown the model efficiency as well as the viability of applying linearization techniques to non-separable variables. Still, the difference of attained operation policies for the reservoirs in the three scenarios can be clearly observed. Moreover, the robustness of the algorithm can be observed when it a solution for the system is achieved even when its setup does not generate a variable space that satisfies the water quality requirements.

LISTAS DE TABELAS

Tabela 2.1	Alguns dos modelos de qualidade de água mais utilizados e suas características	16
Tabela 4.1	Prioridades e Pesos	46
Tabela 5.1a	Qualidade da água do rio Capibaribe	65
Tabela 5.1b	Continuação - Qualidade da água do rio Capibaribe	66
Tabela 5.2	Qualidade da Água em Função do IQA	66
Tabela 5.3	Uso potencial dos solos da sub-região Jucazinho-Carpina	68
Tabela 5.4	Vazões ótimas para os perímetros no cenário médio	72
Tabela 5.5	Concentrações mensais de DBO de 1993 a 1996	75
Tabela 5.6	Temperatura média (°C) da Sub-região Jucazinho – Carpina	76
Tabela 5.7	Volumes máximos e mínimos operacionais para Jucazinho e Carpina	77
Tabela 5.8	Vazões máximas das tomadas d'água de Jucazinho e Carpina	78
Tabela 5.9	Dados da curva – chave do descarregador de fundo para Jucazinho e Carpina	78
Tabela 5.10	Dados da curva – chave do vertedouro para Jucazinho e Carpina	78
Tabela 5.11	Precipitação média nas bacias dos reservatórios Jucazinho e Carpina (mm)	79
Tabela 5.12	Vazões afluentes médias mensais aos reservatórios.	82
Tabela 5.13	Lâminas corrigidas (mm) de evaporação média mensal nos reservatórios	83
Tabela 6.1	Prioridades dos objetivos do modelo em cada situação.	85
Tabela 6.2	Concentração de DBO (mg/l) dos nós na situação A.	86
Tabela 6.3	Vazão nos trechos do rio (m ³ /s) entre Jucazinho e Carpina na situação A.	87
Tabela 6.4	Resultados de balanço hídrico mensal do reservatório Jucazinho na Situação A.	89
Tabela 6.5	Resultados de balanço hídrico no reservatório Carpina na Situação A.	89
Tabela 6.6	Volume afluente e demandas anuais dos reservatórios na Situação A.	90
Tabela 6.7	Concentração de DBO (mg/l) dos nós na situação B.	93
Tabela 6.8	Vazão nos trechos do rio (m ³ /s) entre Jucazinho e Carpina na situação B.	93
Tabela 6.9	Resultados de balanço hídrico mensal do reservatório Jucazinho na Situação B.	95
Tabela 6.10	Resultados de balanço hídrico no reservatório Carpina na Situação B.	95

Tabela 6.11	Volume afluyente e demandas anuais dos reservatórios na Situação B.	96
Tabela 6.12	Concentração de DBO (mg/l) dos nós na situação C.	98
Tabela 6.13	Vazão nos trechos do rio (m ³ /s) entre Jucazinho e Carpina na situação C.	98
Tabela 6.14	Resultados de balanço hídrico mensal do reservatório Jucazinho na Situação C.	100
Tabela 6.15	Resultados de balanço hídrico do reservatório Carpina na Situação C.	101
Tabela 6.16	Volume afluyente e demandas anuais dos reservatórios na Situação C.	102

LISTAS DE FIGURAS

Figura 2.1	Inter-relação das atividades potencialmente poluidora em uma bacia	10
Figura 2.2	Evolução do processo de eutrofização em um lago	13
Figura 2.3	Perfil esquemático da concentração de matéria orgânica nas zonas de autodepuração	14
Figura 3.1	Dinâmica no tempo e no espaço com as soluções	22
Figura 3.2	Classificações de modelos	23
Figura 3.3	Função meta ou pós-contratual	38
Figura 5.1	Bacia do rio Capibaribe	60
Figura 5.2	Arranjo esquemático do sistema adutor de Jucazinho	63
Figura 5.3	Estações de monitoramento do Capibaribe	64
Figura 5.4	Esquema representativo do sistema Jucazinho – Carpina	69
Figura 6.1	Volumes mensais dos reservatórios na situação A.	88
Figura 6.2	Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Jucazinho na Situação A.	91
Figura 6.3	Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Carpina na Situação A.	92
Figura 6.4	Volumes mensais dos reservatórios na situação B.	94
Figura 6.5	Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Jucazinho na Situação B.	97
Figura 6.6	Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Carpina na Situação B.	97
Figura 6.7	Volumes mensais dos reservatórios na situação C.	100
Figura 6.8	Vazão alocada para o perímetro irrigado na Situação C.	103
Figura 6.9	Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Jucazinho na Situação C.	103
Figura 6.10	Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Carpina na Situação C.	104

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – Justificativa	4
1.2 – Objetivos	4
2 – QUALIDADE DAS ÁGUAS	7
2.1 – Fontes de Poluição Hídrica	8
2.2 – Processos na Qualidade das Águas	10
2.3 – Representação de Modelos de Qualidade das Águas	14
3 – VISÃO SISTÊMICA DOS RECURSOS HÍDRICOS	21
3.1 – Estado da Arte na Operação de Reservatórios	23
3.2 – Otimização e Simulação	26
3.3 – Programação Linear	34
3.3.1 – Aproximações Lineares	36
3.3.2 – Função Meta Ou Pós-Contratual	37
3.3.3 – Programação Separável Ou Por Segmentos	39
4 - MODELO PROPOSTO: META-F	41
4.1 – Simulação Quantitativa (1º Etapa)	43
4.1.1 – Função Objetivo	43
4.1.2 – Pesos e Prioridades	46
4.1.3 – Restrições	47
4.1.3.1 – Restrições de Limites Mínimo E Máximo	47
4.1.3.2 – Restrições de Igualdade	48
4.2 – Balanço Qualitativo	50
4.2.1 – Modelagem das Equações	51
4.3 – Otimização Quali-Quantitativa (2º Etapa)	53
4.3.1 – Função Objetivo	53
4.3.2 – Pesos e Prioridades	54
4.3.3 – Restrições	54

4.3.3.1 – Restrições de Limites Mínimo E Máximo	54
4.3.3.2 – Restrições de Igualdade	55
4.3.3.3 – Restrições de Desigualdade	56
5 - ESTUDO DE CASO	58
5.1 - Aspectos Gerais	58
5.2 - A Bacia do Rio Capibaribe	59
5.3 - A Região de Estudo	66
5.3.1 – Configuração do Sistema	69
5.3.2 - Demandas Hídricas	70
5.3.2.1 - Abastecimento Urbano	70
5.3.2.2 – Irrigação	71
5.3.2.3 – Demandas Industriais	72
5.3.2.3 - Descarga Ecológica de Reservatórios	73
5.3.3 – Qualidade de Água e Poluição	74
5.3.4 - Dados dos Reservatórios	76
5.3.4.1 - Volumes do Armazenamento	77
5.3.4.2 - Tomada D'água, Descarregador e Vertedouro	77
5.3.5 – Precipitação	79
5.3.6 - Vazões Afluentes	79
5.3.7 - Evaporação nos Reservatórios	82
6 – SISTEMA DE AVALIAÇÃO E RESULTADOS	84
6.1 – Sistema de Avaliação	84
6.2 - Resultados das Aplicações	85
6.2.1 – Esforço Computacional	85
6.2.2 – Resultados da Situação A	86
6.2.3 – Resultados da Situação B	92
6.2.4 – Resultados da Situação C	98
7 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	105
7.1 – Conclusões do Modelo	105
7.2 – Conclusões da Aplicação	107

7.3 – Recomendações

109

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

111

1 – INTRODUÇÃO

Ao longo da história, o uso dos recursos naturais foi essencial para caracterização dos povos e nações. Na época contemporânea os conceitos de desenvolvimento a “qualquer preço” e o progresso levaram ao uso excessivo dos recursos naturais. Mas no final do século XX, o conceito de desenvolvimento sustentável enfatizou a importância da garantia do uso racional desses elementos.

Os recursos hídricos não fugiram dessa regra. As pressões das populações, juntamente com os grandes eventos científicos desta época, caracterizaram a água como um dos principais elementos desse novo pensamento. Por conseguinte, o entendimento e distribuição da água para atender as demandas, em termos de qualidade e quantidade, destacam-se na gestão dos recursos hídricos.

De Norte a Sul, rios cortam o país e ao mesmo tempo servem de esgoto. Segundo o Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento - SNIS, no Brasil, em 2004, 49,7% da população urbana, quase metade do país, não tinha coleta de esgoto e 68,7% não tinha tratamento de esgoto; no nordeste esse último dado chega ao absurdo de 96,4%.

Neste cenário, estima-se que seriam necessários investimentos de cerca de R\$ 175 bilhões, nos próximos vinte anos, para universalização dos serviços de saneamento no Brasil. Mas os investimentos entre os anos de 2001 a 2004 foram de apenas R\$ 13 bilhões, em valores atualizados para dezembro de 2004 (BRASIL, 2005a).

As péssimas condições sanitárias do Brasil transformaram as cidades brasileiras em um dos principais vilões da poluição hídrica. Embora seja essa a maior fonte de poluição de nossas águas, não é a única. O agrotóxico das lavouras, pecuária e poluição industrial também contaminam grande parte dos rios brasileiros. O que fazer diante desse quadro? Será que todas

as saídas levam ao aumento da coleta e tratamento do esgoto? Será que não existem outras medidas paliativas?

A abrangência da poluição hídrica é determinada pela ocupação, uso do solo e características climáticas da bacia hidrográfica, além dos aspectos hidráulicas dos corpos d'águas (Casagrande et al, 2006). Na perspectiva do gerenciamento da bacia hidrográfica, as políticas de operação de reservatórios que, geralmente, pouco interagem com a poluição fluvial, estão entre os elementos importantes da gestão.

Tradicionalmente, as políticas de operação de reservatórios focalizam aspectos quantitativos e as características qualitativas muitas vezes são esquecidas ou utilizadas de forma indireta, na maioria das vezes pela dificuldade da integração desses aspectos (Wurbs, 2005). Assim, a ação da operação de reservatório pouco contribui para proteção ou melhora da qualidade da água, manutenção de vazões mínimas necessárias para a sustentabilidade do habitat aquático e de espécies, preservação dos mangues e fluxos de água doce nas baías e nos estuários.

Da mesma forma, as demandas quantitativas são extremamente complexas devido a necessidade de compatibilização da disponibilidade espacial e temporal e ao caráter de múltiplos usos, que podem ser conflitantes ou complementares. O princípio dos usos múltiplos da água foi estabelecido na Lei nº 9.433, de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, para que os diferentes setores de usuários dos recursos hídricos (recreação, piscicultura, atividades agro-pecuárias, abastecimento humano e industrial, controle de enchentes, prevenção contra secas, geração de energia, entre outros) tenham igualdade de direito de acesso à água¹.

¹ A única exceção, estabelecida na própria lei, é que em situações de escassez, a prioridade de uso da água no Brasil é o abastecimento humano e a dessedentação de animais. Os demais usos, entretanto, não têm ordem de prioridade definida.

Dentro deste contexto, o gerenciamento dos recursos hídricos que consta, por sua vez, de atividades de planejamento, operação, monitoramento e manutenção, vem se tornando cada vez mais importante. A gestão dos recursos hídricos deve se pautar, também, pela análise sócio-econômica, política e ambiental dos usos da água em conjunção com os novos paradigmas que orientam as decisões atuais (bacia hidrográfica como unidade de planejamento, desenvolvimento sustentável, reengenharia, qualidade total, etc.) (Curi e Curi, 2001b).

A interface do planejamento dos recursos hídricos com aspectos de demandas quali-quantitativas, usualmente, é relacionada com técnicas de simulação para avaliar o comportamento de longo prazo e impactos ambientais. Todavia, estes modelos não incluem custos e benefícios e não são otimizados², de forma que, para encontrar a solução ótima, é necessário fazer uma análise via processos de tentativa e erros. Para incluir a otimização nos processos de planejamento envolvendo, implicitamente, aspectos quali-quantitativos da água se faz necessário dispor de algumas formas de modelagem matemática apropriadas para tratamento de variáveis não-separáveis e não lineares.

No desafio de desenvolver modelos que acomode os componentes de qualidade e quantidade há duas abordagens: A “modelagem compartimentada” e a “modelagem holística”. Na primeira, tratam-se os componentes desses como sub-modelos cujas soluções individuais são modificadas por algum método de coordenação que una as mesmas. Na modelagem holística, ao contrário, os sub-modelos são combinados em um único, que, em geral, é resolvido de uma só vez (Cai et al., 2001).

Centrado na poluição fluvial, este trabalho apresenta o **META-F: Modelo de Enquadramento Tático das Águas Fluviais**, uma proposta de planejamento da operação de reservatórios para proteção ou melhora de qualidade das águas em rios sob o ponto de vista de

² Modelos de otimização: modelos utilizados em processo decisório interessado com as melhores soluções, definido por função objetivo e conjunto de restrições.

múltiplos usos da água, através de técnica de otimização holística via programação linear seqüencial.

1.1 – Justificativa

No contexto citado anteriormente, um método de otimização holístico integrado nos aspectos qualitativos e quantitativos é uma ferramenta para auxílio da gestão dos recursos hídricos. Para tal, é essencial que o modelo seja capaz de realizar otimização em todo o período de análise, interligando diretamente aos aspectos quali-quantitativos. É necessário que o modelo seja apropriado para otimizar a alocação da água em diferentes cenários de desenvolvimento na bacia e, ainda, manter as concentrações dos parâmetros de qualidade das águas dentro de limites de enquadramento³ dos corpos d'água ou violar o enquadramento quando as condições operacionais não forem apropriadas.

Outra aplicação de um modelo quali-quantitativo da água em rios está no apoio a decisão dos órgãos de licenciamento ambiental para novos empreendimentos e intervenções, pois o processo de otimização vai buscar uma alternativa operacional ótima, sendo este muito difícil de ser visualizado em projetos de simples simulação ou na prática da operação.

1.2 – Objetivos

É objetivo principal desenvolver um modelo de otimização, baseado em programação linear seqüencial, que possa prover um estudo de operação integrada de um sistema de reservatórios, atendendo suas demandas sob a ótica da determinação da alocação ótima dos

³ Enquadramento é a meta de qualidade da água a ser alcançada ou mantida em um segmento de corpo de água, de acordo com os usos preponderantes pretendidos, Brasil (2005b).

recursos hídricos entre os múltiplos usos, com destaque para manutenção e proteção da qualidade das águas em rios sujeitos a poluição hídrica.

Serão abordados problemas com funções diferenciáveis, incluindo a técnica de aproximações lineares para restrição de balanço de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) em rios. As funções objetivo de otimização são funções meta para enquadramento e armazenamento em reservatórios, além de atendimento de demandas.

Por fim, é apresentada uma aplicação do modelo ao sistema hídrico formado pelo trecho de rio entre os reservatórios de Jucazinho e Carpina, na bacia do rio Capibaribe, no estado de Pernambuco. Os aspectos abordados na sua operação são: três perímetros irrigados, duas demandas de abastecimento humano, uma demanda industrial com descarga de águas residuais no rio e finalmente são determinados cinco pontos de controle no rio para estabelecer e viabilizar, de forma implícita através da determinação de regras operacionais ótimas para a operação de reservatórios, o atendimento das metas de enquadramento para os pontos de controle.

Objetivos Específicos

Dentre os objetivos específicos ao modelo, os seguintes podem ser relacionados:

- Auxiliar a tomada de decisão em problemas envolvendo planejamento e gerenciamento de recursos hídricos;
- Subsidiar a análise da operação integrada e a alocação ótima das águas de um sistema de recursos hídricos; planejamento.
- Programar em todo tempo de análise (otimização pluri-mensal);
- Mostrar a viabilidade da otimização através de uma modelagem holística na alocação de água considerando suas demandas quali-quantitativas⁴;

⁴ Demandas qualitativas: são demandas referentes à meta de enquadramento dos corpos d'águas em rios.

- Incorporar a proteção e melhora da qualidade das águas fluviais na política de operação de reservatório;
- Integrar vários tipos de demandas com variação espacial e temporal (abastecimento, agricultura irrigada, diluição de poluentes, controle de cheia, etc.);
- Obter uma representação matemática das não linearidades de seus componentes via programação seqüencial;
- Representar as limitações físicas e operacionais dos reservatórios e
- Identificar e propor critérios para operação ótima do sistema, procurando dar subsídios aos órgãos gestores na expedição de outorga de direito de uso da água.

O estudo de caso é a sub-região entre os reservatórios Jucazinho-Carpina, na bacia do rio Capibaribe no estado de Pernambuco, com uso destinado para abastecimento humano e industrial, irrigação, contenção de cheias e diluição de poluentes.

Quanto a esse sistema de recursos hídricos em estudo, procura-se:

- Averiguar o comportamento do modelo de otimização desenvolvido para aplicações práticas;
- Prover subsídio metodológico para escolha de políticas operacionais que possam melhorar a eficiência do uso da água; minimizando problemas peculiares de déficit hídrico e os conflitos de uso da água;
- Propor medidas para diminuição da poluição fluvial;
- Analisar as alterações na resposta do sistema quanto a mudanças de cenários do atendimento às demandas e dos objetivos e
- Verificar o comportamento do sistema para cenário de poluição normal e máxima.

2 – QUALIDADE DAS ÁGUAS

O ciclo hidrológico impõe diferentes relações de contato da água com o meio ambiente. Em qualquer que seja a etapa, sempre a água absorve partículas devido ao seu aspecto de solvente “universal”, incorporando a si diversas impurezas, as quais definem a qualidade das águas (Von Sperling, 1996).

O principal impacto sobre o aspecto da qualidade da água é a poluição fluvial, principalmente ao atravessar as cidades, isto é, os rios, em sua grande maioria, em algum momento da História, já foram poluídos em consequência do comércio e/ou industrialização do seu entorno.

Um exemplo internacional é o Rio Reno, que nasce na Suíça e deságua no Mar do Norte, atravessando vários países. Como a França e a Alemanha mantiveram, durante bom tempo, a alcunha de “cloaca” da Europa – suas águas eram fétidas e poluídas, com um agravante: recebiam os dejetos industriais de empresas químicas de grande porte, como a multinacional suíça Sandoz ou a alemã Basf (Saraiva, 2004).

Em 1989, os governos da Alemanha, da Suíça e da França firmavam um consórcio entre si e com a iniciativa privada, visando a recuperação do rio. A construção de estações de tratamento da água e de monitoramento do leito do rio, ao longo de todo o seu percurso, resultou no reaparecimento de 63 das 64 espécies de peixes que viviam no Reno. Atualmente, passados quase 20 anos de trabalho ininterrupto, estima-se que cerca de 95% dos esgotos das empresas que margeiam o rio sejam tratados: o Reno é agora tecnicamente considerado um rio limpo (Saraiva, 2004). No entanto, assim como os demais rios da Europa desenvolvida, ele continua a ser vítima de chuva ácida, as chuvas que caem carregadas de poluentes lançados na atmosfera pelas indústrias e pelo uso de combustíveis fósseis.

No Brasil, o grande exemplo é o rio Tietê, um símbolo da história da cidade de São Paulo e da conquista do interior brasileiro, morto há décadas. O rápido crescimento da capital do Estado e de seu entorno acabou provocando a poluição do rio, principalmente a partir de 1930, quando passou a ser usado como destinatário do esgoto industrial e urbano da cidade. O Programa de Despoluição da Bacia do Alto do Tietê, que engloba a região metropolitana de São Paulo foi anunciado em 1992. Financiado pelo Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID) e pelo governo estadual, já foram gastos 1,4 bilhões de dólares e ainda estão previsto 1,2 bilhões de dólares (Gambrill, 2004).

Na primeira fase, o projeto consta do aumento da calha do rio, já na segunda fase o tratamento da carga poluidora é o principal objetivo, sendo fixado uma redução percentual de 43% na Bacia do Alto Tietê e a coleta de dejetos que, por sua vez, foi definida em 82%. Em função da dimensão do problema e do prazo exíguo de 20 anos, estabelecido para que surjam os primeiros resultados, esse programa é considerado um dos projetos de despoluição mais ambiciosos do mundo.

Deste modo, na engenharia ambiental, é consenso que a interferência do homem na qualidade dos recursos hídricos é hoje tão significativa que esta pode ser definida em função do uso e da ocupação do solo na bacia hidrográfica (Von Sperling, 1996; Tucci, 2005).

2.1 – Fontes de Poluição Hídrica

A poluição hídrica decorre da adição de substâncias (matéria) ou de energia que alteram as características físicas e químicas do corpo d'água. Estas afetam, ou podem afetar, a “saúde” das espécies animais ou vegetais, que dependem dessas águas ou com elas tenham contato, ou venham a provocar modificações físico-químicas nas espécies minerais contatadas, bem como nos usos previstos para atuais e futuras gerações.

A poluição hídrica possui dois aspectos: o sanitário e o ecológico. Na abordagem sanitária, poluição é considerada como qualquer alteração nas propriedades físicas, químicas e/ou biológicas das águas que afetem diretamente o homem ou o impeça de utilizá-las. No conceito ecológico, poluição é a alteração nas propriedades das águas que provocam ruptura nos ecossistemas naturais, causando ou não danos diretos ao homem ou aos seus usos para a água.

As principais fontes de poluição das águas são (Tucci, 2005): atmosférica, pontuais, difusa e mista. As fontes atmosféricas são de efeitos mais globais e influenciam o corpo d'água de acordo com o regime de precipitação. A poluição hídrica pontual refere-se ao lançamento específico e de forma individual e quantificada com padrões bem definidos. A poluição hídrica difusa se dá quando a poluição ocorre de forma não controlada, em termos de quantidade, frequência ou composição. Por esse motivo, as poluições hídricas atmosférica e difusa são de difícil controle em comparação com a pontual. As poluições mistas são aquelas que englobam características de cada uma das fontes anteriormente descritas. Já Larentis (2004) classifica as fontes como pontuais e não-pontuais, onde as não pontuais incluem as difusas, atmosféricas e mistas.

Von Sperling (1996) classificou a origem devido a condições naturais, resultado do escoamento superficial da água e infiltração (exemplo: íons oriundos da dissolução de rochas) e a interferência do homem, de forma concentrada, como geração de despejos domésticos ou industriais, ou de forma dispersa, como aplicação de defensivos agrícolas. A Figura 2.1 representa a relação do meio ambiente com a origem da poluição hídrica. As características de cada fonte de poluição foram detalhadas por Pereira (2004a).

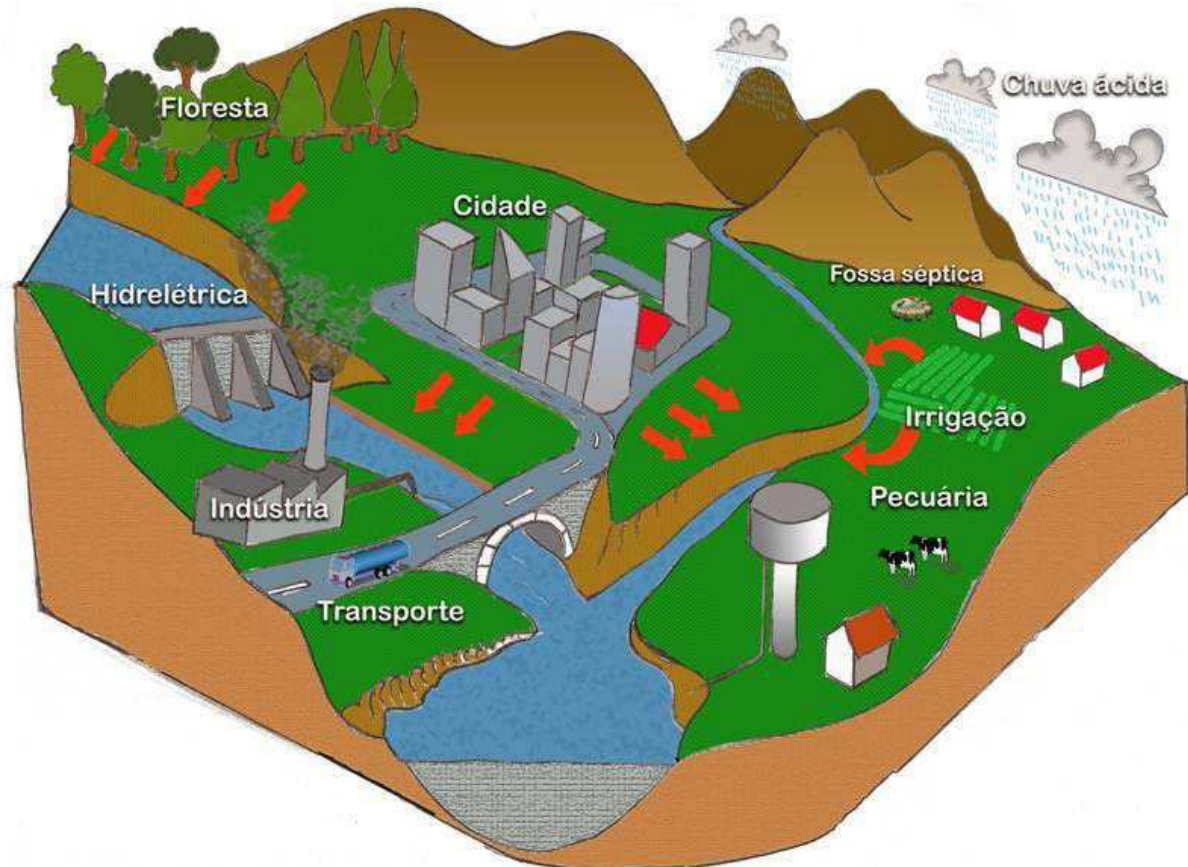


Figura 2.1 – Inter-relação das atividades potencialmente poluidoras em uma bacia

2.2 – Processos na Qualidade das Águas

Um dos grandes desafios para compreensão física e matemática da natureza é conhecer suficientemente os efeitos da associação de duas ou mais substâncias na qualidade da água. Assim, na literatura ainda não está definido métodos de análise para identificação e quantificação dessa associação de substâncias (Blum, 2003). Portanto, os autores consultados tratam de forma individual o processo de transporte de massa nos corpos d'água e os principais fenômenos utilizados em modelagem da qualidade das águas são a eutrofização e a autodepuração.

Eutrofização

Fenômeno causado pelo excesso de nutrientes num corpo de água, o que leva à proliferação excessiva de algas, que, ao entrarem em decomposição, levam ao aumento do número de microorganismos e à conseqüente deterioração da qualidade da água. Os principais nutrientes que provocam o crescimento excessivo das plantas aquáticas é o nitrogênio e o fósforo. Em alguns casos a disponibilidade de nutrientes é tão grande que os organismos vegetais chegam a cobrir completamente o espelho d'água de lagos e represas.

Em rios, a eutrofização é menos freqüente devido às altas velocidades, ou seja, baixo tempo de residência (tempo de permanência do corpo d'água “armazenado”), e à elevada turbidez, que formam condições desfavoráveis ao crescimento de plantas aquáticas. Este fenômeno ocorre com maior intensidade nos lagos, principalmente em função do elevado período de residência da água, o qual proporciona tempo suficiente para o crescimento das plantas aquáticas, notadamente algas e macrófitas (plantas aquáticas superiores). Assim, a eutrofização pode ser classificada, em função de seu estado trófico, como: oligotróficos (poucos nutrientes), mesotrófico (médios nutrientes) e eutrófico (muitos nutrientes).

O processo de eutrofização decorre de forma natural ou artificial. A eutrofização natural corresponde ao que se poderia chamar de “envelhecimento natural” de lagos (Esteves, 1998). Quando ocorre artificialmente, ou seja, quando é desencadeada pela ação do homem, a eutrofização é denominada antrópica, artificial ou cultural. A eutrofização artificial das águas leva a uma progressiva deterioração de sua qualidade, devido ao crescimento maciço de plantas aquáticas, o que repercute sobre todo o metabolismo do corpo d'água afetado, (Vollenweider, 1968, apud Eiger, 2003a).

A variação da ocupação do solo em meios urbanos causa mudança no estado trófico em reservatórios, principalmente devido ao assoreamento, drenagem pluvial urbana e esgotos (Xavier, 2005). Em bacias rurais o processo de eutrofização se dá, principalmente, por

sistemas agrícolas intensivos e a pecuária (Merten e Minella, 2002). A Figura 2.2 ilustra a possível evolução do processo de eutrofização em um corpo d'água, como um lago ou represa. O nível de eutrofização está usualmente associado ao uso e ocupação do solo predominante na bacia hidrográfica.

Os modelos de eutrofização em reservatórios são principalmente caracterizados pelas correntes de ventos e pelo tempo de residência da água, entrada e saída de água no reservatório. Em simulações hidrodinâmicas foi observado que a circulação do lago é dominada pela ação do vento e que as vazões dos tributários têm importância secundária. As correntes induzidas nos reservatórios pela descarga de rios são de uma ordem de grandeza menor que as correntes geradas pela ação do vento, assim somente rios relativamente grandes são capazes de gerar correntes que influencie, de forma significativa, a circulação em lagos (Liu, et al., 2006; Gobbi, et al., 2003; Smaha e Gobbi, 2003; e Koelmans, 2001).

Autodepuração

É um mecanismo de origem física-bioquímica responsável pelo aumento ou diminuição das concentrações de poluentes descartadas em corpos d'água. Em alguns casos, a diminuição ocorre a partir do ponto de descarte, como no caso de substâncias conservativas. Um exemplo de aumento de concentração é observado na variação da taxa de oxigênio a partir do ponto de descarte de águas residuais ou em sais de nutrientes decorrentes da biodegradação da matéria orgânica (Eiger, 2003a).

Na presença da carga poluidora o ecossistema aquático é alterado, acarretando modificação das comunidades aquáticas lá presente. Neste sentido, a autodepuração pode ser entendida como um fenômeno de sucessão ecológica, com uma seqüência sistemática de substituições de uma comunidade por outra, até que uma comunidade estável se estabeleça em equilíbrio com as condições locais (Von Sperling, 1996). Em um curso d'água que recebe esgotos podem ser identificadas quatro zonas de autodepuração: zona de degradação, zona de

decomposição ativa, zona de recuperação, zona de águas limpas (Figura 2.3). Cada uma destas zonas apresenta suas características próprias, sendo habitadas por distintas comunidades aquáticas.

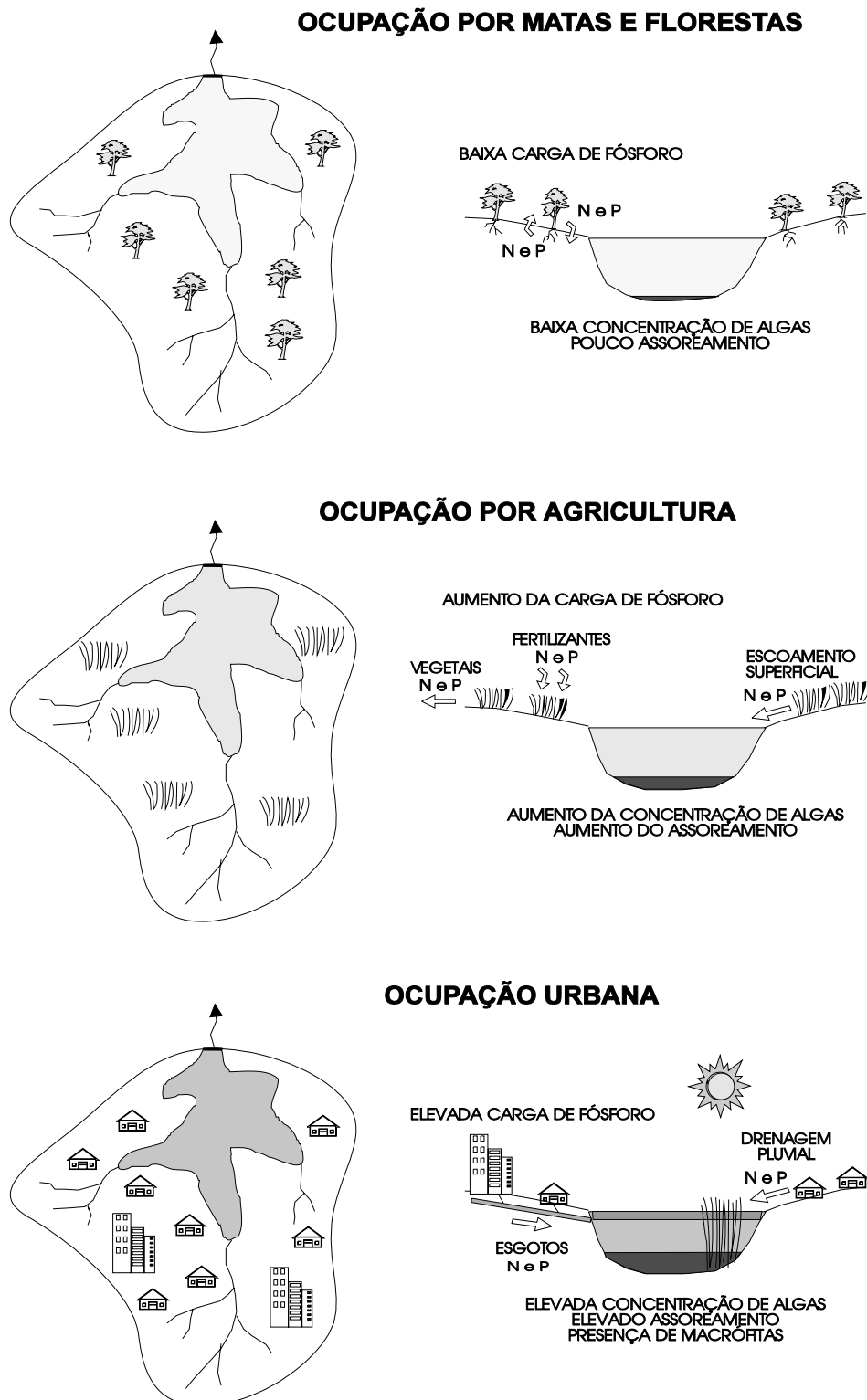


Figura 2.2 - Evolução do processo de eutrofização em um lago. (Fonte: Von Sperling, 1996)

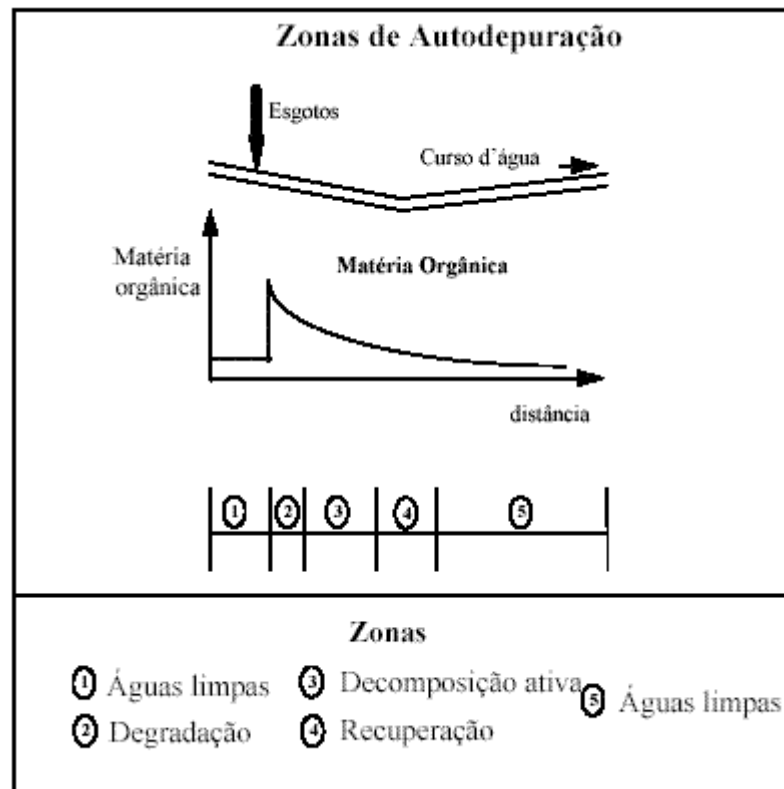


Figura 2.3 – Perfil esquemático da concentração de matéria orgânica nas zonas de autodepuração.

(Fonte: Von Sperling, 1996)

2.3 – Modelos de Qualidade das Águas

Segundo Tucci (2005), a escolha de um modelo matemático, para simular as condições de qualidade da água num sistema de rios, depende do seguinte: característica do sistema; do nível de precisão desejado em função dos objetivos do projeto; dos dados disponíveis sobre o sistema e da disponibilidade de metodologia para representar os processos identificados.

Porém, deve se ter em mente que nenhum modelo responderá todas as questões ao mesmo tempo e, por esta razão, existem várias classes de modelos de qualidade de água, cada uma com aplicação específica. As principais características a serem levadas em conta na escolha de um modelo de qualidade das águas são: tipo do corpo d'água, escala espacial e temporal e parâmetros de qualidade das águas disponíveis. Entre os modelos mais conhecidos,

Fitzpatrick (2001), apud Pereira (2004b), representou suas principais características conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tipos de corpo d'água

Os corpos d'água podem ser divididos em três grandes classes (Pereira, 2004a): a) lagos e reservatórios; b) rios e canais; c) estuários e sistemas costeiros. Em lagos e reservatórios considera-se que a superfície do espelho d'água é muito maior que a profundidade do corpo d'água e possui alto tempo de residência. Em geral, os rios e canais são geralmente caracterizados por serem estreitos para o transporte de água através do sistema e têm tempo de residência variável. Já nos estuários e sistemas costeiros podem variar em tamanho de 15 km², como o estuário do rio Una em Pernambuco, até centenas de km², como a Baía de Todos os Santos (1100 km²) no estado da Bahia (Pereira, 2004a).

Escala espacial

Quanto à distribuição espacial os modelos são classificados como: unidimensional, bidimensionais e tridimensionais.

O unidimensional é, geralmente, utilizado em rios e reservatórios rasos, na direção longitudinal, e em reservatórios profundos, na direção vertical. A reprodução clássica longitudinal em rios é o modelo de Streeter e Phelps, para Oxigênio Dissolvido (OD) e Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), muito discutido na literatura. Este foi a marca da engenharia ambiental e, posteriormente, vários modelos foram desenvolvidos, com aumento no grau de complexidade e no número de variáveis (Tucci, 2005).

Os modelos bidimensionais podem ser constituídos por ambas as direções horizontais ou pelas direções verticais e longitudinais. Inicialmente era usado, principalmente, para descrever os fenômenos em reservatórios e circulação de correntes, com balanço de massa e *momentum*, mas, devido ao avanço computacional, já existem estudos aplicados a rios caudalosos, mostrando que em sistema de poluição pontual os modelos em duas dimensões possuem uma melhor representação (Eiger, 2003b).

Os modelos tridimensionais apresentam demanda elevada de tempo computacional, apesar de serem conceitualmente mais adequados para simulação de escoamentos. Além disso, a complexidade da validação de parâmetros, número de dimensões e sensibilidade do método numérico são outros requerimentos impostos ao usuário do modelo (Eiger, 2003a). Recomenda-se a utilização desse modelo para elevadas cargas de poluição pontual direto em lagos, reservatórios e baías, característica esta verificada em grandes acidentes ambientais.

Escala Temporal

Quanto à variação no tempo, os regimes podem ser permanentes e não permanentes. Os modelos de regime permanente desconsideram a variação no tempo para as variáveis envolvidas, sejam elas por parâmetros ou cargas de poluição. Por outro lado, em regime não-permanente permite-se a análise destas variações (Tucci, 2005). Ainda podem ser classificados como uniforme e não uniformes, considerando a velocidade (vazão ou volume) constante no corpo d'água ou não, respectivamente.

Parâmetros de Qualidade das Águas

A mensuração das fontes de poluição citada anteriormente é representada através de diversos parâmetros, que traduzem as suas principais características físicas, químicas e biológicas. No Brasil, essas características são limitadas pelo enquadramento do corpo

d'água, de acordo com sua classificação para o seu uso preponderante, através da resolução do CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005 (BRASIL, 2005b).

BRASIL (2005b) define que enquadramento “é o estabelecimento da meta ou objetivo de qualidade da água (classe) a ser, obrigatoriamente, alcançado ou mantido em um segmento de corpo de água, de acordo com os usos preponderantes pretendidos, ao longo do tempo”. As águas são divididas em águas doces, salobras e salinas⁹. Somente para a classe de água doce são definidos mais de 100 (cem) parâmetros orgânicos e inorgânicos. Este fato reflete que, para analisar ou modelar a qualidade da água em uma bacia hidrográfica, a quantidade de parâmetros é um fator de dificuldade.

Os parâmetros são classificados em três categorias: físicas, químicas e biológicas (Tucci, 2005; Larentis, 2004; Von Sperling, 1996; Pereira, 2004a). Os parâmetros físicos da água são aqueles que afetam os sentidos humanos, exemplo: temperatura da água, densidade e turbidez. Alguns dos parâmetros químicos são resultados de ciclos e processos que ocorrem na água, exemplo: OD, DBO, nitrogênio e fósforo. Estes são essenciais no controle dos diferentes usos da água e para preservação ambiental. Os parâmetros biológicos representam os organismos patogênicos, de importante relevância para saúde pública. São exemplos destes: bactérias, vírus, protozoários e vermes.

No entanto, dentre essas inúmeras variáveis, o constituinte mais utilizado é a demanda bioquímica de oxigênio (Krusche et al., 1997; Ballester et al., 1998; Pereira, 2004b; Philippi Jr., 2003; Tucci, 2005; Albertin et al., 2006), além de ser um forte indicador de matéria orgânica, a compreensão do comportamento da DBO em corpos d'água é fundamental para identificar os possíveis agentes causadores de desequilíbrio nesses ecossistemas, seja natural ou antrópico. Contudo, deve-se considerar que, embora a demanda bioquímica de oxigênio

⁹ Águas doces são águas com salinidade igual ou inferior a 0,5 %. Águas salobras são águas com salinidade superior a 0,5 % e inferior a 30 %. Águas salinas são águas com salinidade igual ou superior a 30 %.

seja um bom indicador, este não deve ser o único fator considerado para uma avaliação mais completa e aprofundada sobre os aspectos de qualidade das águas.

A seguir são apresentados alguns dos parâmetros mais utilizados na caracterização de corpos receptores (Gastaldini e Mendonça, 2003):

- **DBO:** É uma medida aproximada da quantidade de matéria orgânica biodegradável presente em uma amostra de água. Representa a quantidade de oxigênio necessária para microorganismos presentes na amostra oxidarem a matéria orgânica para uma forma estável inorgânica. A DBO é medida através de um procedimento laboratorial padrão que mede a quantidade de oxigênio consumida após incubação da amostra a uma temperatura especificada, geralmente 20°C, por específico período de tempo, geralmente de 5 dias.
- **OD:** O oxigênio é essencial para todas as formas de vida aquática, incluindo os organismos responsáveis pela autodepuração em águas naturais. A quantidade de oxigênio presente na água depende da temperatura, salinidade, turbulência, atividade fotossintética de algas e plantas e da pressão atmosférica. A solubilidade do oxigênio diminui com o aumento da temperatura e da salinidade. Em água doce, o oxigênio dissolvido varia de 15 mg/l a 0°C a 8 mg/l a 25°C. O OD pode ser expresso também em percentagem do teor de saturação. O OD varia sazonalmente e dentro do período de 24 horas, de acordo com a temperatura e atividade biológica (fotossíntese e respiração).
- **Coliformes:** As bactérias do grupo coliforme habitam normalmente os intestinos de homens e animais, servindo como indicadoras da contaminação de uma água por fezes. Tendo em vista que a maior parte das doenças associadas com a água são transmitidas por via fecal, ou seja, os organismos patogênicos são eliminados pelas fezes, atingem o ambiente aquático e voltam a contaminar as pessoas que se

abastecem indevidamente desta água, conclui-se que as bactérias coliformes podem ser usadas como indicadoras desta contaminação.

- **Fósforo:** É um nutriente essencial para organismos vivos e existe na água na forma dissolvida e de material particulado. É geralmente o nutriente limitante para o crescimento de algas. Em águas naturais ocorre principalmente nas formas de ortofosfatos, polifosfatos e fosfatos organicamente ligados. Fontes naturais de fosfatos são, principalmente, intemperismos de rochas contendo fósforo e decomposição de matéria orgânica. Esgotos, particularmente aqueles contendo detergentes, efluentes industriais e fertilizantes contribuem para aumento da concentração de fósforo em corpos d'água. Altas concentrações de fosfatos são indicativas de presença de poluição e são responsáveis por condições eutróficas.
- **Nitrogênio:** É importante elemento químico, pois reações biológicas só podem ocorrer com presença de quantidade de nitrogênio suficiente. Está presente na água em quatro formas: nitrogênio orgânico, amoniacal, nitrito e nitrato. Água contendo altas concentrações de nitrogênio orgânico e nitrogênio amoniacal e pequenas concentrações de nitratos e nitritos não pode ser considerada segura devido a recente poluição. Por outro lado, amostra sem nitrogênio orgânico nem nitrogênio amoniacal e com algum nitrato pode ser considerada relativamente segura pelo fato de que a nitrificação já ocorreu e a poluição não é recente.

3 – VISÃO SISTÊMICA DOS RECURSOS HÍDRICOS

A concepção dos sistemas dos recursos hídricos inicia-se na formulação de projetos. Na maioria das vezes esses são modificados devidos principalmente às mudanças e interesses das sociedades, fator inerente ao desenvolvimento de um povo. A alteração dos sistemas de recursos hídricos é representada pela variação entre oferta e demanda da água em quantidade e com qualidade, assim começa a surgir os conflitos de usos e objetivos, sejam eles sazonais ou permanentes.

Na compreensão da dinâmica no tempo e no espaço, quando a oferta de água é maior que a demanda o equilíbrio naturalmente se dá de casos particulares para o sistema, ou seja, os usuários da água realizam intervenções que o sistema é capaz de absorver. O grande desafio ocorre quando a demanda é maior que a oferta, assim o sistema é que determina a utilização dos recursos hídricos, ou seja, o geral é que atua sobre o particular. Esta dinâmica foi representada por Curi e Curi (2005a) na Figura 3.1. Em ambas as situações, somente através do planejamento e gerenciamento do uso da água é possível compreender as relações da água como o seu meio.

Uma das principais ações no planejamento dos recursos hídricos superficiais é a operação de reservatórios. Os estudos de alternativas operacionais em sistemas de recursos hídricos, na literatura, são comumente feitos através de aplicação de complexas metodologias matemáticas e computacionais, incluindo técnicas de otimização e simulação (Yeh, 1985; Simonovic, 1992; Labadie, 2004).

Segundo Wurbs (2005), os modelos de sistemas de recursos hídricos aplicados a operação de reservatório tem como objetivo:

- diminuir dos danos causados por inundações e enchentes;
- diminuir dos riscos e conseqüências de falta da água;

- avaliar a capacidade de armazenamento e múltiplos usos;
- otimizar do uso e benefício da água, da energia, e dos recursos da terra;
- controlar dos recursos ambientais;
- em sistemas já concebidos, expandir para múltiplas finalidades e usos; e
- formular de estratégias operacionais mensais, anuais, sazonais ou por estação.

É unânime a necessidade de reavaliação periódica das políticas operacionais para sistemas existentes, podendo ser feito rotineiramente, para assegurar responsabilidade e os objetivos propostos. A reavaliação pode, também, ser feita em resposta a um problema ou a uma necessidade particular. Ainda, pode ter motivação por condição de seca, um evento de inundação, problemas de qualidade das águas ou perdas ambientais, tais como mortalidade dos peixes.

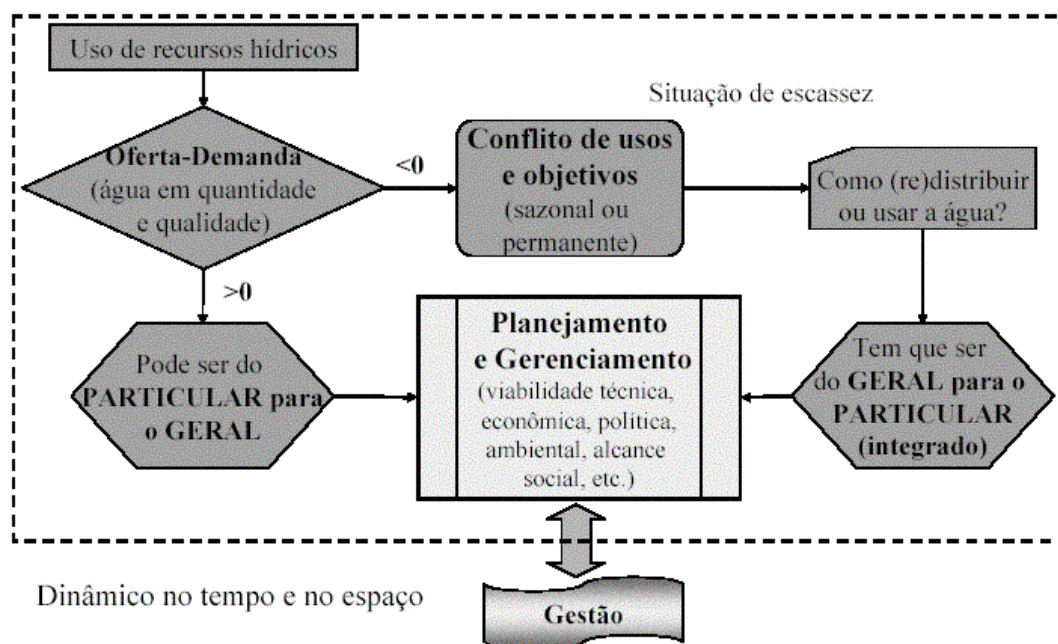


Figura 3.1 – Dinâmica no tempo e no espaço com as soluções (Fonte: Curi e Curi, 2005a)

Na caracterização das equações que regem a análise dos sistemas de recursos hídricos, Curi e Curi (2005b) apresentam a classificação dos modelos como sendo determinística ou

estocástica; empírica ou conceitual; concentrada ou distribuída; discreta ou contínua; simulação ou otimização ou linear ou não linear, conforme apresentado na Figura 3.2.

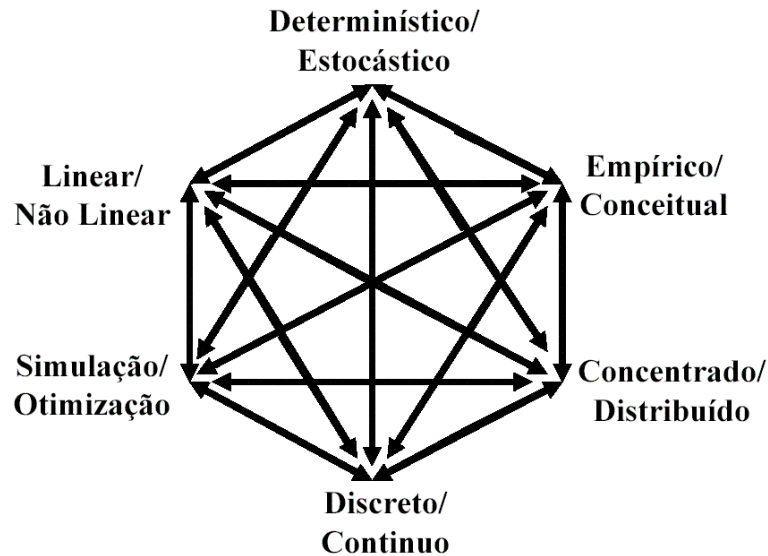


Figura 3.2 – Classificações de modelos (Fonte: Curi e Curi, 2005b)

3.1 – Estado da Arte na Operação de Reservatórios

Na literatura técnica especializada encontram-se as principais revisões do estado da arte aplicada as operações de reservatórios, entre elas têm-se: Yeh (1985), Simonovic (1992), Wurbs (1993), Labadie (2004) e Lima e Lanna (2005). A seguir apresenta-se um breve comentário sobre estes textos.

Uma notável revisão do estado da arte sobre o assunto, ainda considerada atual dada a sua generalidade, é a apresentada por Yeh (1985), onde o autor destaca as modelagens de programação linear (PL) e a programação dinâmica (PD), para várias abordagens e variações, com ênfase para abordagem estocástica, além de comentários sobre a programação não linear e simulação.

Em sua revisão Simonovic (1992), também com conceitos atuais, dá ênfase a sistemas determinísticos de simulação e otimização. Ainda enumera que os operadores de reservatório

estão interessados em modelos amplos, mas também fáceis de usar; em flexibilidade do ambiente de modelagem para que sejam possíveis a adoção, modificação e execução de uma variedade de situações em tempo real; em interface interativa do modelo com o usuário e ferramentas adicionais para obter cenários operacionais em tempo real; em recursos computacionais razoáveis de tempo dentro do quais as decisões operacionais possam ser obtidas; em qualidade de soluções aceitáveis, contanto que o desempenho do sistema seja melhor do que o obtido com decisões operacionais existentes.

Em sua revisão Wurbs (1993) analisa vários tipos de modelos e suas características, com destaque para simulação, otimização e rede de fluxo. O autor enfoca alguns aspectos que devem ser levados em conta para seleção do tipo de modelo, são eles: ambiente computacional, disponibilidade e operacionalidade de modelos generalizados, interpretação e comunicação dos resultados, propósitos dos reservatórios, série de vazões, representação do sistema, medidas de desempenho do sistema e algoritmo computacional.

Mais recentemente, o Labadie (2004) expõe uma revisão sobre modelos para operação ótima de sistemas de reservatórios, discute as futuras direções da pesquisa e aplicações na área, proporciona debate sobre quinze modelos, com destaque para programação linear, não-linear, dinâmica e heurística (algoritmos genéticos, redes neurais e lógica fuzzy). Ainda aponta possíveis razões para o fato de que, a despeito do avanço da pesquisa sobre a aplicação de modelos de otimização, haver muitas disparidades impedindo que estes modelos não sejam implementados e aplicados na prática em operação de reservatórios.

Em seu artigo, Lima e Lanna (2005) ressaltam a classificação dos modelos em quatro grupos: programação linear, programação dinâmica, programação não-linear e simulação; além disso, combinações entre esses métodos são relatadas. Baseado nessa classificação eles concluíram que o grande número de métodos se dá por três aspectos: número de reservatórios e de propósitos do uso da água; intervalo de tempo de operação; e estágios de aplicação

(planejamento, projeto ou operação). Assim, ressaltam que a escolha da metodologia dependerá das particularidades do sistema em análise.

Diante desses trabalhos verifica-se que uma classificação da modelagem mais moderna para determinação das vazões alocadas em sistema de recursos hídricos é através de técnicas de otimização, técnicas de simulação e técnicas de parametrização.

A otimização pode ser dividida em métodos clássicos e heurísticos. Os métodos clássicos são programação linear, programação não linear e programação dinâmica. Já os métodos heurísticos são algoritmos genéticos, redes neurais e lógica fuzzy. Por sua vez a simulação é definida por regras pré-estabelecidas. A tendência atual é incorporação de rotinas de otimização dentro da simulação, no intuito de alocar otimamente a água a cada instante de tempo (não no período total de tempo), denominada de técnicas combinadas de simulação-otimização.

As técnicas de parametrização são baseadas na experiência de operadores, por tentativa e erro ou por condições hidrológicas como secas e enchentes, sendo essas as mais utilizadas na prática. No Brasil, na maioria dos estados, a operação de reservatório utiliza o conceito de vazão outorgável por curva de permanência (frequência acumulada), associado a um determinado risco de falha (Asfora e Cirilo, 2005; Ribeiro e Lanna, 2003). Na prática, essas vazões de referência (vazões para cada estação ou período do ano passam a funcionar como parâmetros de limite superior de utilização dos recursos hídricos) são de difícil utilização, principalmente em um sistema complexo com termos de quantidade e qualidade, devido a variação espacial e temporal das disponibilidades hídricas e das demandas.

É importante ressaltar que conceitos de otimização, simulação e parametrização podem ser incorporados dentro uns dos outros, ou seja, essas técnicas não são excludentes.

A grande totalidade dos trabalhos de otimização na área de recursos hídricos tem uma abordagem explicitamente quantitativa. Os modelos de qualidade das águas, como mostrado

no Capítulo 2, são, na sua grande maioria, de simulação, onde o volume e vazões em reservatórios e rios não são variáveis de decisão do sistema. Exceções foram encontradas nos trabalhos de Wurbs (1996), que utiliza o conceito de zoneamento de reservatório para realizar alocação de água do ponto de vista qualitativo e quantitativo. Ainda, recentemente os trabalhos Ghosh e Mujumdar (2006), Karmakar e Mujumdar (2006) e Karmakar e Mujumdar (2007) utilizam variações de lógica fuzzy para controle de qualidade das águas em sistema de rios.

Devido as várias abordagens de análise de sistema de recursos hídricos visando estudar e analisar aspectos inerentes a sistemas específicos, é constatado que não existe um algoritmo que possa ser considerado como sendo geral para se resolver todos os tipos de problemas (Yeh, 1985; Labadie, 2004; Lima e Lanna, 2005).

Na busca para atingir os objetivos desse trabalho, apresenta-se a seguir um breve comentário sobre otimização e simulação e programação linear.

3.2 – Otimização e Simulação

Os modelos de otimização são representados por uma formulação matemática, na qual um algoritmo é usado para calcular um conjunto de variáveis de decisão que minimizem ou maximizem uma função objetivo, sujeita as restrições. Esta é a essência da formulação.

Wurbs (1996) estabelece que o coração do modelo de otimização é sua função objetivo, a qual representa uma medida de desempenho do sistema. Ros e Barros (2003) concluíram que a escolha da função objetivo a ser otimizada interfere na política de operação e deve ser definida com cuidado. Nesse sentido, Labadie (2004) estabeleceu que as funções objetivo usadas nos modelos de otimização de sistemas de reservatórios deveriam incorporar medidas de desempenho tais como: eficiência (maximizar o bem-estar atual e futuro); sobrevivência

(assegurando que o bem-estar futuro excederá os níveis de subsistência mínimos) e sustentabilidade.

Alguns exemplos de objetivos a ser atingido em problemas de operação de reservatórios podem ser: maximizar a geração de energia, minimizar as perdas econômicas nos períodos de escassez, minimizar índices de escassez, manter vazões mínimas no trecho a jusante do reservatório para ecossistema aquático, maximizar o atendimento da demanda. As restrições típicas incluem as equações de continuidade e os armazenamentos máximos e mínimos.

A seguir são apresentadas e discutidas apenas as programações dinâmica (PD) e não linear (PNL), mais tarde tratar-se-á com maior detalhes a programação linear.

A PD é um procedimento para a otimização de processos de decisão em vários estágios, sendo usada extensivamente na otimização de sistemas de recursos hídricos (Yeh 1985). Segundo Ros e Barros (1997), a PD é um método ideal para solucionar problemas que podem ser vistos como processos de decisão seqüencial em vários estágios, não significando que um “estágio” seja necessariamente um intervalo de tempo, mas pode representar atividades, localidades, etc., sendo melhor entendido como um ponto do processo no qual uma decisão deve ser feita. A base da programação dinâmica é o princípio da otimalidade, que implica um processo de decisão seqüencial no qual um problema envolvendo diversas variáveis é repartido numa seqüência de etapas mais simples, cada uma dessas envolvendo uma variável singular (Simonovic, 1992). Para Yeh (1985), a PD é mais adaptável a problemas não lineares, devido ao caráter de tomada de decisão seqüencial e aos aspectos estocásticos. Nesses sistemas, o número de variáveis de estado cresce de forma exponencial com o número de reservatórios, denominada de ‘Praga da Dimensionalidade’ por Yeh (1985), dificultando a aplicação da PD em sistemas não específicos.

Ponnambalam e Adams (1996) apresentam um modelo de programação dinâmica estocástica de multi-reservatórios para determinar uma política ótima para cinco dos

reservatórios com demandas de irrigação e geração de energia nas cidades de Parambikulam e Aliyar, Índia.

Lima e Lanna (2001) aplicaram um modelo conjunto de otimização (com programação dinâmica incremental determinística com restrições) e simulação ao sistema de abastecimento da Região Metropolitana de Fortaleza.

Outras aplicações de programação dinâmica na operação de reservatório são ilustradas nos trabalhos de Young (1967); Yakowitz (1982); Houck (1982); Stedinger et al. (1984); Reis (1990); Braga et al. (1991); Karamouz et al. (1992); Perera e Codner (1996); Archibald et al. (1997); Mujumdar e Ramesh (1997).

A Programação Não-Linear (PNL) é usualmente lenta, requerendo maior tempo de processamento, quando comparado com outros métodos, uma vez que a matemática envolvida nos modelos não lineares é muito mais complicada do que nos casos de programação linear (Yeh, 1985). O desenvolvimento crescente dos recursos computacionais, embora o artifício da linearização ainda seja bastante utilizado, vem facilitando a aplicação da PNL na prática de solução de problemas de sistemas de recursos hídricos, já sendo extensivamente tratada na literatura (Simonovic, 1992).

Entretanto, naquela ocasião (1985) Yeh indicava problemas de baixa capacidade de memória e baixa velocidade de processamento dos computadores, principalmente para programação não linear, que atualmente, para resolução de vários problemas de programação não-lineares, já podem ser considerados como superados. A mesma idéia não pode ser aplicada a PD, dada a ‘praga da dimensionalidade’.

Segundo Cirilo (1997), a PNL pode ser classificada quanto aos métodos utilizados na solução dos problemas em:

- técnicas analíticas - as soluções ótimas são obtidas pela resolução de sistemas de equações, com apoio de derivadas, podendo a otimização ser reduzida à procura das raízes desses sistemas;
- técnicas de busca numérica - esses métodos usam informações passadas em um processo iterativo, para gerar melhores soluções no processo de otimização. Esse tipo de técnica de otimização permite ainda o emprego de métodos numéricos para resolver problemas dos quais não se conhece solução analítica.

São exemplos clássicos de técnicas analíticas o método do Cálculo Diferencial; o método dos Multiplicadores de Lagrange e a Programação Geométrica. Considerados como métodos otimizantes de busca (unidimensional) são listados os de Fibonacci, o do Meio Termo e o DSC-Powell; quando se trata de otimizar um problema com n variáveis, são referidos os métodos de PNL, sem restrições (com direção de busca a partir de derivadas), de Newton-Raphson, do maior gradiente, dos gradientes conjugados e os métodos Quase-Newtonianos; como técnicas de PNL, sem restrições (de busca sem derivadas), são referidos o algoritmo de Hooke e Jeeves, o método de Rosenbrock e o de Powell, entre outros.

A grande vantagem da PNL é a sua abrangência, oferecendo uma formulação matemática mais geral, não necessitando de simplificações o que, uma vez elaborado o modelo matemático que descreve o sistema a otimizar, aumenta a precisão nos resultados a serem alcançados (Cirilo, 1997; Simonovic,1992). Como desvantagens, destacam-se a incerteza de que, em muitos casos, a solução ótima obtida não é a melhor dentre todas as soluções ótimas no espaço viável, dado à natureza de não linearidade dos problemas.

Vários programas computacionais estão disponíveis, atualmente, para a resolução de problemas de PNL. Na obra de Cirilo (1997) estão citados alguns programas como o ADS, da Universidade da Califórnia; o GAMS, da GAMS Development Corporation; o LANCELOT, o SOLVER do EXCEL, o MATLAB da MathWorks e outros.

O modelo ORNAP, Optimal Reservoir Network Analysis Program, desenvolvido por Curi e Curi (1999), tem o objetivo de maximizar a receita líquida advinda da agricultura irrigada e piscicultura extensiva, sujeita as restrições típicas de reservatórios de múltiplos usos. Este baseia-se na programação não-linear, é escrito na linguagem MATLAB, e o comportamento hidrológico do sistema é analisado numa escala de tempo mensal. A demanda de abastecimento humano é atendida por restrição ao sistema, já a demanda da irrigação é calculada por balanço hídrico no solo, além do uso de água para piscicultura e o controle de cheias, com resultados bastante satisfatórios quando aplicado a esta classe de problemas.

Andrade et al. (2002) utilizou o modelo para determinar a operação ótima de um sistema hídrico formado por 2 reservatórios em série e 3 perímetros de irrigação, localizados na bacia do Capibaribe, em Pernambuco. Barbosa et al. (2001) também fez uso do modelo para estudar o comportamento da operação de um sistema de 3 reservatórios em paralelo sujeito a usos múltiplos, localizados na Bacia do Capibaribe, no estado de Pernambuco. Albuquerque et al. (2003b) realizaram um estudo sobre o planejamento ótimo e integrado de cinco reservatórios inseridos na parte alta da bacia hidrográfica do rio Capibaribe do Estado de Pernambuco, utilizando-se da programação linear e não-linear, ensejando a maximização da receita líquida advinda da agricultura irrigada e da piscicultura extensiva. Celeste et al. (2004) aplicaram o ORNAP para estudar o potencial hídrico de um sistema de sete reservatórios agregados na bacia hidrográfica do rio Piancó para fins de agricultura irrigada. Outras aplicações deste modelo podem ser vistas, entre outros, nos trabalhos de Melo, et al., (2004), Silva (2004), e Lima (2004).

Moraes et al. (2005) aplicou a programação não linear a um sistema constituído de dois reservatórios, duas centrais hidrelétricas e vinte e cinco áreas plantadas de cana de açúcar, onde os efluentes agroindustriais são utilizados como fertilizantes integrado com aspectos de

qualidade de água fluviais, com o abastecimento da agroindústria por poços. Ainda é realizado um trabalho de integração de aspectos econômicos e hidrológicos no modelo.

Ainda existem diferentes aplicações de programação não-linear, entre elas têm-se Barros et al. (2003), que a aplicou ao sistema brasileiro de geração de energia elétrica e a comparou com programação linear sucessiva; e Unver e Mays (1990), que a utilizou no controle de cheias em tempo real na região baixa do rio Colorado no Texas, EUA.

Já as técnicas de simulação tentam representar um sistema físico real e prever seu comportamento sob um determinado conjunto de condições, não apresentando, praticamente, nenhuma exigência quanto à natureza do problema, a não ser a de que ele possa ser formulado matematicamente (Wurbs, 1993). A simulação da operação de reservatórios consiste, simplesmente, em fazer, a cada intervalo de tempo, o balanço de massa dos reservatórios, sendo especificadas as afluências nos locais de interesse, as características físicas do sistema e as regras de operação. Conforme Simonovic (1992), um modelo de simulação não gera, diretamente, uma solução ótima. Por exemplo, para um problema de operação de reservatório é necessário exercitar várias vezes o sistema com políticas de decisão alternativas a fim de detectar uma solução próxima da ótima.

Os modelos de simulação o HEC-3 e o HEC-5, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center – USA (Yeh, 1985); o SIM-I e o SIM-II, do Texas Water Systems (Evanson e Mosely, 1970); o ARB-Arkansas River Basin Model, (Coomes, 1979); Modelo TVA (Shelton, 1979); o ACRES (Sigvaldason, 1976); têm sido amplamente utilizados por pesquisadores do mundo todo, para auxiliar no planejamento de sistemas de recursos hídricos.

Atualmente se destacam os modelos conjuntos de simulação-otimização, através do conceito de rede de fluxo, entre eles têm-se IRAS (1994), MIKE BASIN (2000), EMNET (Sun et al., 1995), AQUATOOL (Andreu et al., (1996)), MODSIM (Labadie (1995)) e AQUACNET (2005) apud Porto, et al. (2005).

O modelo IRAS – Interactive River-Aquifer Simulation, desenvolvido pela Universidade de Cornell, Ithaca, NY-EUA, tem-se apresentado com um pacote computacional bastante utilizado no estudo quantitativo e qualitativo de sistemas de recursos hídricos simples e/ou sistemas de usos múltiplos e conflitantes. Peixoto e Mauad (2003) aplicaram o modelo IRAS na bacia hidrográfica Sapucaí/Grande, onde os maiores desafios eram: o uso integrado de água para abastecimento doméstico, industrial, irrigação e geração de energia, além da manutenção mínima ao longo do rio e o planejamento de estratégias necessárias para garantir o fornecimento de demandas futuras.

O modelo MIKE BASIN 2000, desenvolvido pelo DHI (Danish Hydraulic Institute) da Dinamarca, é uma potente ferramenta capaz de executar análises hidrológicas extensas para sistemas independentes de abastecimento, de irrigação, produção de energia elétrica e, também, para sistemas de usos múltiplos. Após o processo de alocação de água esse modelo também pode realizar balanço de qualidade da água. A simulação das variáveis de qualidade da água é feita através do transporte no estado estacionário em trechos do rio, “arcos”. As variáveis consideradas no modelo são OD, DBO, amônia (NH₃), nitrato (NO₃), fósforo total, coliformes e qualquer outra substância de interesse, desde que sua cinética seja de primeira ordem. O modelo foi utilizado por Albertin, et al. (2006), na bacia hidrográfica do rio Sapucaí-Mirim, no estado de São Paulo, através de cenários de redução na emissão da carga orgânica doméstica e é analisado o conflito pelo uso água.

O MODSIM, desenvolvido na Colorado State University por Labadie et al. (1984), é essencialmente um modelo de simulação que permite fazer a otimização aplicada individualmente para cada mês, da alocação de água via modelo de rede de fluxo. Foi utilizado por Azevedo et al. (1998) na bacia do rio Piracicaba. Conforme os autores, a capacidade de combinar simulação e otimização é um dos pontos fortes do MODSIM em relação aos outros modelos. O MODSIM inclui a capacidade de otimizar, para cada mês, a

operação de sistemas mediante a utilização de um algoritmo de rede de fluxo chamado “out of kilter”. Trata-se essencialmente de um algoritmo de programação linear desenvolvido para a solução de problemas de otimização de rede de fluxo (Lima, 2004).

O MODSIM tem sido foco de pesquisa do Laboratório de Sistema de Suporte a Decisão da Escola Politécnica da USP, na área de desenvolvimento de técnicas de análise de sistemas de recursos hídricos, atualmente devido a varias modificações o MODSIM desenvolvido na USP passou a ter a denominação de AquacNet. As adaptações realizadas no modelo e principalmente seu uso nos mais variados sistemas de recursos hídricos e nas mais diversificadas regiões do país, indicam que o modelo constitui-se em uma ferramenta extremamente útil na análise de alocação da água em bacias complexas (Porto, 1997 e 1999; Souza Filho e Porto, 1997; Azevedo et al., 2002; Azevedo et al., 1998; Roberto e Porto, 1999 e 2001).

O AquacNet ainda possui um módulo de qualidade das águas capaz de simular até 15 constituintes de qualidade das águas, assumindo mistura total na vertical e lateral, assim pela formação de cenários de lançamento de poluentes é possível observar os limites de enquadramento ao longo dos pontos de lançamentos. Firmino et al. (2006), aplicou o AquacNet à bacia do rio Capibaribe estabelecendo um elo entre demandas de diluição de poluentes e descarga de reservatório, assim verificou a modificação de índices de desempenho do sistema.

Embora modelos baseados em rede de fluxo sejam extremamente vantajosos, eles apresentam limitações (Roberto, 2002):

- Os algoritmos de rede de fluxo otimizam apenas sistemas lineares;
- A função objetivo é pré-definida e, portanto, não pode ser livremente especificada pelo usuário;

- Estes algoritmos admitem, também, apenas os dois tipos de restrições, a conservação da massa nos nós e a limitação do fluxo nos arcos.
- A otimização é executada a cada intervalo de tempo, de forma seqüencial, entretanto, a otimização efetuada não é dinâmica, ou seja, não se garante o ótimo global para um período de “n” intervalos de tempo à frente.

3.3 – Programação Linear

A programação linear (PL) foi estabelecida em termos matemáticos formais por George B. Dantzig, em 1947 (Cottle, 2005), para resolver problemas de logística da Força Aérea Americana. Desde então, com a percepção da utilidade do método nos vários segmentos da economia e a sua conseqüente disseminação, tem-se verificado um significativo impacto na gestão e administração de empresas e de diferentes organizações. As aplicações na área de recursos hídricos remontam à década de 60, no âmbito dos trabalhos do “Harvard Water Resources Group”, onde se fez uma aplicação de PL a um problema de gerenciamento de água subterrânea (Barbosa, 1997, apud Curi et. al, 2004).

A PL subtende à necessidade de haver relações lineares entre as variáveis, traduzidas pelas equações que caracterizam o problema. Sob certas hipóteses, problemas não-lineares podem ser linearizados, ou seja, utilizam-se de procedimentos de aproximação matemática que são resolvidos através de métodos iterativos. Assim, a programação linear tem sido empregada com maior utilização (Becker & Yeh, 1974; Loucks et al., 1981; Braga & Barbosa, 1987; Wurbs, 1993; Oliveira & Lanna, 1997; Pilar e Lanna, 1999; Santana & Lanna, 2000).

Yeh (1985) enfatiza que as principais vantagens da PL são: (i) a habilidade para se ajustar e resolver problemas de grandes dimensões; (ii) atinge valores ótimos globais; (iii) a

não necessidade de uma política inicial de operação dos reservatórios; (iv) teoria da dualidade bem desenvolvida para a análise de sensibilidade; (v) a existência de pacotes computacionais prontos para resolução de problemas.

Curi e Curi (2001a) desenvolveram e apresentaram o modelo CISDERGO - “Cropping and Irrigation System Design with Reservoir and Groundwater (Optimal) Operation”, baseado em programação linear recursiva, destinado a maximizar múltiplos benefícios ou objetivos relativos ao uso da água de reservatório, poços e rios, em conjunção com o planejamento ou gerenciamento de perímetros irrigados. A diferença entre o CISDERGO e ORNAP, ambos desenvolvidos por Curi e Curi (2001a,b), além da técnica de otimização, é o nível de detalhamento utilizado nas duas formulações. O CISDERGO é minucioso na definição de elementos e condições agrícolas, enquanto o ORNAP tem maior atenção na definição de elementos hidráulicos numa bacia hidrográfica e suas limitações físicas e operacionais. Aplicações do modelo CISDERGO são apresentadas nos trabalhos de Almeida et al. (2001), Albuquerque et al. (2003a) e Cunha (1999).

Curi et al. (2004) aplicaram a técnica de programação linear para a maximização da receita líquida sob condições de variações hídricas e econômicas em um perímetro irrigado no sertão da Paraíba, considerando, inclusive, a interferência do custo da água bruta na viabilidade da produção das culturas.

Nas últimas décadas, algoritmos matemáticos eficientes para solução de problemas de otimização linear ganharam bastante popularidade, entre eles tem-se algoritmo o Simplex e o Ponto Interior. Segundo Ponnambalam et al. (1989) uma execução do algoritmo de PL por Ponto Interior é mais eficientemente do que o método Simplex para problemas de otimização das operações de multi-reservatórios, onde utiliza menor tempo de processamento e menor número de iterações no critério de parada. Esta vantagem computacional esta associada ao tamanho do problema em termos de variáveis de decisão e de restrições. Quanto maior o

número delas, maior o número de vértices a serem explorados pelo método Simplex, o que dá vantagem aos métodos dos Pontos Interiores, pois não têm que percorrer vértices.

Por outro lado, nos problemas de engenharia hídrica é muito comum encontrar equações descritas por equações não-lineares (por exemplo, nas barragens, as curvas área-cota-volume, utilizada para cálculo de precipitação e evaporação), o que inviabiliza a aplicação da PL na resolução do problema. Para tratar essas não-linearidades, a fim de se usar a PL, têm-se técnicas denominadas de Programação Linear Sucessiva ou Seqüencial (PLS).

Segundo Zhang et al. (1985), os procedimentos de PLS são atraentes porque são bastante simples, claros e fáceis de aplicar se um código eficiente e flexível de PL estiver disponível e também foram bem sucedidos em muitas aplicações práticas. Pode resolver problemas não separáveis assim como problemas separáveis. Pode ser aplicado a problemas de larga escala, pois trabalha com código do PL.

3.3.1 – Aproximações Lineares

O Método de Programação por Aproximações, desenvolvido por Griffith e Stewart (1961) (apud Cirilo, 1997), é baseado em expansão de funções em séries de Taylor e consiste em solucionar problemas de PNL por sucessivos sistemas lineares com aplicação da programação linear. Catchpole (1962) e Foster (1964) aplicaram esse método para problemas da indústria petroleira para alocação óleo entre refinarias e distribuição. Ainda verificam-se discussões sobre esse método em Baker e Lasdon (1985).

A forma geral do problema de Programação Linear é:

Seja o problema de otimização

$$\text{minimizar } f(X) \quad X \in E^{nj} \quad (3.1)$$

$$\text{sujeito a: } h_w(X) = 0 \quad w=1,2,\dots,m \quad (3.2)$$

$$g_w(X) \leq 0 \quad w = m+1, \dots, mp \quad (3.3)$$

onde $f(X)$ é definido como sendo a função objetivo, X é um vetor com n_j variáveis de decisão, E^{n_j} é o espaço da função, $h_w(X)$ é a w -ésima restrição de igualdade, $g_w(X)$ é a w -ésima restrição de desigualdade.

Na estrutura de Programação por Aproximações, segundo Cirilo (1997), tem-se em cada iteração u :

$$\text{minimizar} \quad f(X^u) - f(X^{u-1}) = \sum_{j=1}^{n_j} \frac{\partial f(X^{u-1})}{\partial x_j} (X^u - X^{u-1}) \quad (3.4)$$

sujeito a

$$\begin{cases} \sum_{w=1}^{n_j} \frac{\partial h_w(X^{u-1})}{\partial x_w} (X^u - X^{u-1}) = -h_w(X^{u-1}) & w = 1, 2, \dots, m \\ \sum_{w=1}^{n_j} \frac{\partial g_w(X^{u-1})}{\partial x_w} (X^u - X^{u-1}) \geq -g_w(X^{u-1}) & w = m+1, \dots, mp \end{cases} \quad (3.5)$$

onde X^u é um vetor com n_j variáveis de decisão na iteração u .

A partir da estimativa do valor inicial, ou aqui simulado, X^0 monta-se e obtém-se a solução do sistema linearizado. Repete-se o processo sucessivamente até atingir uma convergência desejada. Para evitar que surjam soluções não viáveis do problema não linear original, restringe-se a variação entre sucessivas soluções lineares da forma

$$\left| x_j^u - x_j^{u-1} \right| \leq \delta_j \quad (3.6)$$

sendo δ_j o limite do passo de cálculo na iteração u , nas várias direções de busca, estabelecida para que a solução permaneça na região viável.

3.3.2 – Função Meta ou Pós-Contratual

Essa técnica é aplicada ao conceito de volume meta de reservatórios nos trabalhos envolvendo o AquacNet, por Porto et al. (2005), e MODSIM, por Labadie et al. (1984), Santos (2007) e Vieira (2007). Essa técnica foi descrita por Lanna (1998) e é aplicada quando existe uma meta para ser alcançada havendo uma penalidade α para minimizar quando a meta for ultrapassada. Esta condição pode ser representada como:

$$\text{minimizar } \{f(X) = \alpha[D - X]^+\} \quad (3.7)$$

onde D é a meta de suprimento. Graficamente, a função é apresentada na Figura 3.1.

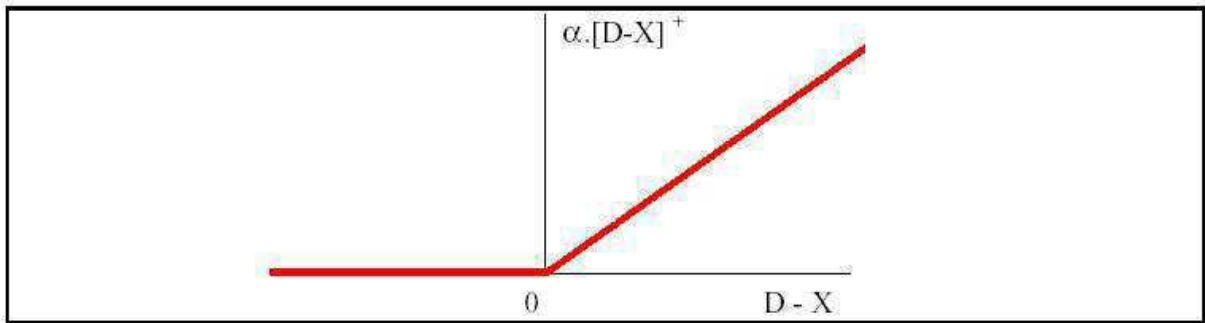


Figura 3.1 – Função meta ou pós-contratual (fonte: Lanna, 1998)

O artifício de linearização inicia pela definição de duas variáveis auxiliares, U e V, ambas não-negativas (U e $V \geq 0$) e fazendo:

$$D - X = U - V \therefore U - V + X = D \quad (3.8)$$

Assim a Equação 3.8 é incluída como restrição do problema de otimização. Então a função objetivo deverá ser substituída por:

$$\text{minimizar } \{f(X, U, V) = \alpha U\} \quad (3.9)$$

A razão pela qual o artifício funciona é que, no ótimo, quando houver excesso de suprimento, ou $D - X \leq 0$, então $U - V \leq 0$, sendo que U será igual 0 e $-V = D - X$, ou $V = X - D$. Também, sempre que houver falha de suprimento, ou $X - D > 0$, então $U - V > 0$, e V será igual a 0, sendo $U = D - X$, ou a carência de suprimento a ser penalizada. Em outras palavras, quando $D - X < 0$, o valor negativo será totalmente "carregado" na variável V; quando $D - X > 0$ o valor positivo será totalmente "carregado" em U.

A garantia de que isto ocorrerá no ótimo pode ser provada pela análise da hipótese oposta. Suponha que $D - X > 0$ e que em vez de V ser nulo, tenha um valor qualquer maior que 0, igual a ε . Como $U - V = D - X$, para que esta igualdade seja mantida, $U = D - X + \varepsilon$, então a função objetivo ficaria penalizada, sem necessidade, por $\alpha\varepsilon$. Melhor seria se $U = D - X$ e V igual a zero como acima foi disposto. Da mesma forma, quando $D - X < 0$, se U for não nulo, a função objetivo estaria sendo penalizada sem necessidade.

3.3.3 – Programação Separável ou Por Segmentos

Um problema é dito separável quando pode ser expresso como soma de funções de variáveis simples. Na análise de sistemas de recursos hídricos é comum estabelecer uma função objetivo não linear convexa sujeita a um conjunto de restrições lineares (Santos, 2007).

Um considerável trabalho foi realizado por Santos (2007) utilizando programação multiobjetivo linear por segmentos para dimensionamento de área agrícola, com limitações físicas operacionais de reservatórios. A programação separável é brevemente citada em Loucks et al. (1981), Zahed Filho (1985), Braga (1987) e Labadie (2004) e sua aplicabilidade a sistemas de recursos hídricos é discutida.

Segundo Schardong (2006), a sua formulação pode ser escrita na forma padrão como:

$$f(X_1) = \sum_{i=1}^{ni} \lambda_i f(X_{1i}), \quad \sum_{i=1}^{ni} \lambda_i = 1, \quad \lambda_i \geq 0 \quad (3.10)$$

e a variável X_1 passa a ser:

$$X_1 = \sum_{i=1}^{ni} \lambda_i X_{1i} \quad (3.11)$$

onde λ_i pontos de quebra da programação linear por segmentos.

Quando a função linearizada é convexa existe a garantia de que no máximo dois λ 's adjacentes são positivos, sem que sejam necessárias alterações nos algoritmos de resolução do problema linear (Stefanov, 2001, apud Schardong, 2006).

4 - MODELO PROPOSTO: META-F

Neste capítulo são apresentados, matematicamente, os aspectos teóricos do modelo proposto, denominado de **META-F**: **M**odelo de **E**nquadramento **T**ático das **Á**guas **F**luviais. O grande desafio desse modelo consiste na otimização da operação de reservatórios com descargas prevendo diluição de poluentes, na meta do enquadramento das águas fluviais.

A necessidade de ser estimada a qualidade da água de um rio, para avaliação de impacto da poluição, exige o conhecimento de mecanismo de autodepuração dos cursos d'água. Para tal, no **META-F** tem-se duas hipóteses:

- A concentração de DBO no rio é um forte indicador de matéria orgânica e das inter-relações das atividades poluidoras em uma bacia. No entanto, a mesma técnica utilizada aqui pode ser aplicada a outro parâmetro de qualidade de água previsto no CONAMA 357/05.
- No META-F o estudo das concentrações parte de um reservatório, onde as concentrações mensais já são conhecidas.

Os modelos de sistema de recursos hídricos são constituídos por elementos artificiais - nós e links - e naturais. A seguir tem-se a descrição dos elementos aqui utilizados:

- Nó de controle: elemento artificial onde se interligam dois ou mais elementos do sistema, para o balanço hídrico e de concentração da qualidade das águas. Para efeito de modelagem, um nó só não pode estar conectado a outro nó.
- Nó: todo nó controle é um nó, mas o inverso não é verdade, também denominado de nó hídrico. A diferença está que no nó não se realiza balanço de massa para o aspecto de qualidade das águas.
- Link: elemento fictício utilizado para representar uma ligação entre um nó e outro elemento qualquer do sistema.

- Trecho de rio: segmento do rio onde tem fluxo de vazão e autodepuração, no modelo sempre está conectado a dois nós.
- Fonte afluyente: representa a entrada de vazão ao sistema. Para modelagem, este é conectado ao nó ou ao reservatório.
- Reservatório: toda massa de água, natural ou artificial, usada para armazenar, regular e controlar os recursos hídricos. A partir da seção imediatamente a montante de um barramento, é todo volume disponível, constituído de alturas atingidas pelas águas e respectiva área superficial abrangida (espelho d'água), descritos por curvas cota-área-volume. Para o modelo, além da fonte, este pode ser conectado ao nó e a três elementos físicos presentes no mesmo: tomada d'água, descarregador de fundo e vertedouro.
- Tomada d'água: estrutura hidráulica cuja finalidade é derivar água diretamente do reservatório e não depende da cota do nível d'água no reservatório para delimitar a sua vazão máxima. Nessa modelagem, além do reservatório ela conecta-se a um nó.
- Vertedouro: é um canal artificial executado com a finalidade de conduzir seguramente a água através de um reservatório. Nesse modelo, este conecta-se ao reservatório e a um nó.
- Descarregador ou descarga de fundo: é constituída por uma tubulação, geralmente de aço. Utilizado para descarga de água no leito do rio ou para atendimento a alguma demanda, cuja vazão máxima é regulada pela cota do nível d'água no reservatório. No modelo, além do reservatório, este conecta-se a um nó.
- Demanda humana ou industrial: quantidade de água necessária para o abastecimento e está relacionada com um ponto específico ao longo do sistema.

Pode ser consuntiva ou não-consuntiva, para a última o retorno da vazão se dá para o leito do rio e é denominado de águas residuais, determinada por fração previamente especificada a um nó do sistema. No **META-F** este componente somente é conectado ao nó.

- **Perímetro irrigado:** representa a demanda proveniente da agricultura. A sua quantificação se dá pelas seguintes formas: em função da intensidade agrícola, área e tipo de cultura; ou número de pessoas envolvidas; ou balanço de hidroagrícolas que leva em consideração o clima, o solo, as culturas, método de irrigação e área cultivada. Para efeito de modelagem o perímetro irrigado sempre está conectado ao nó.

Este modelo é dividido em duas etapas, na primeira etapa tem-se a simulação quantitativa mensal de demandas e metas de armazenamento que será utilizada como passo inicial na estimativa de algumas variáveis de decisão da etapa posterior. Na segunda etapa utilizaremos o modelo de programação linear seqüencial e aproximações lineares são empregadas na representação de processos não lineares relacionados à qualidade das águas.

4.1 – Simulação Quantitativa (1º etapa)

4.1.1 – Função Objetivo

A função objetivo é composta por quatro partes, tratadas com escalas distintas e objetivos independentes, que são dadas por:

I. Maximizar a Satisfação do Operador (Elementos de passagem), $FO(1)$:

$$FO(1) = \sum_{k=1}^{nt} P t_k \frac{Q_{t,k}}{D t_{max_k}} + \sum_{f=1}^{nf} P f_f \frac{Q_{t,f}}{D f_{max_f}} + \sum_{s=1}^{ns} P s_s \frac{Q_{t,s}}{D s_{max_s}} \quad (4.1)$$

Sendo:

- Pt_k – peso atribuído a vazão da tomada d'água k , no mês t ;
- Pf_f – peso atribuído a vazão do descarregador de fundo f , no mês t ;
- Ps_s – peso atribuído a vazão do dreno s , no mês t ;
- $Qt_{t,k}$ – vazão via tomada d'água k , no mês t (m^3/s);
- $Qf_{t,f}$ – vazão via descarga de fundo f , no mês t (m^3/s);
- $Qs_{t,s}$ – vazão do dreno s , no mês t (m^3/s);
- $Dtmax_k$ – vazão máxima de projeto da tomada d'água k (m^3/s);
- $Dfmax_f$ – vazão máxima de projeto do descarregador de fundo f (m^3/s);
- $Dsmax_s$ – vazão máxima de projeto do dreno s (m^3/s);
- nt – número total de tomadas d'água;
- nf – número total de descarregadores de fundo;
- ns – número total de drenos.

II. Minimizar a vazão do Vertedouro, $FO(2)$:

$$FO(2) = \sum_{v=1}^{nv} P_{v_v} \frac{Q_{v_{t,v}}}{D_{v \max_v}} \quad (4.2)$$

Sendo:

- P_{v_v} – peso atribuído a alocação do vertedouro v ;
- $Q_{v_{t,i}}$ – vazão via vertedouro v , no mês t (m^3/s);
- $D_{v \max_v}$ – vazão máxima de projeto do vertedouro v (m^3/s);
- nv – número total do vertedouros;

III. Maximizar a Satisfação do Usuário, $FO(3)$:

$$FO(3) = \sum_{d=1}^{nd} P d_d \frac{Q d_{t,d}}{D d_{t,d}} + \sum_{i=1}^{ni} P i_i \frac{Q i_{t,i}}{D i_{t,i}} \quad (4.3)$$

Sendo:

Pd_d – peso atribuído a vazão de abastecimento humano d ;

Pi_i – peso atribuído a vazão de irrigação i ;

$Qd_{t,d}$ – vazão de abastecimento humano d , no mês t (m^3/s);

$Qi_{t,i}$ – vazão de irrigação i , no mês t (m^3/s);

$Dd_{t,d}$ – demanda de abastecimento d , no mês t (m^3/s);

$Di_{t,i}$ – demanda de irrigação i , no mês t (m^3/s);

nd – número total de demandas de abastecimento;

ni – número total de perímetros irrigados.

IV. Volume Meta, $FO(4)$:

$$FO(4) = \sum_{r=1}^{nr} Pr_{t,r} \frac{Vr_{t,r}^-}{Vrmet_{t,r}} \quad (4.4)$$

Sendo:

$Prn_{t,r}$ – peso atribuído ao volume meta para reservatório r no mês t ;

$Vr_{t,r}^-$ – diferença de armazenamento abaixo da meta (ou meta negativo) no reservatório r , no mês t (m^3);

$Vrmet_{t,r}$ – armazenamento meta no reservatório r , no mês t (m^3);

nr – número total de reservatórios.

As variáveis de decisão do modelo, em cada mês simulado, são: $Qt_{t,k}$, $Qf_{t,f}$, $Qv_{t,v}$, $Qs_{t,s}$;

$Qd_{t,d}$, $Qi_{t,i}$, $Vr_{t,r}$, $Ql_{t,l}$, $Qc_{t,c}$, $Vr_{t,r}^-$; e $Vr_{t,r}^+$ para $\forall k, f, v, s, d, i, r, l, c$.

Sendo:

$Vr_{t,r}$ – armazenamento do reservatório r no mês t (m^3);

$V_{t,r}^+$ – diferença de armazenamento acima da meta (ou meta positivo) no reservatório r no mês t (m^3);

$Q_{l,l}$ – vazão no trecho do rio l no mês t (m^3/s);

$Q_{c,c}$ – vazão no trecho de adutora ou canal c no mês t (m^3/s);

4.1.2 – Pesos e Prioridades

Os critérios de prioridades representam a ordem de alocação dos recursos hídricos, as prioridades variam de 1 a 99, em ordem decrescente de alocação, ou seja, quanto maior seu valor menor a sua prioridade. Os pesos, que estão relacionados com as prioridades segundo a Tabela 4.1, são divididos em duas categorias: de elementos controle e de passagem. Os elementos de passagem são para a tomada d'água, descarga de fundo, vertedouro, dreno, trechos de rio e adutora ou canal. Já os elementos controle são para o abastecimento, irrigação, e volume armazenado nos reservatórios. A Tabela 4.1 representa os pesos e prioridades do modelo.

Tabela 4.1 – Prioridades e Pesos

Elemento	Prioridade	Peso
Abastecimento	$CPd_d = 1$ a 99	$Pd_d = (10000 - 100 \times CPd_d)$
Irrigação	$CPi_i = 1$ a 99	$Pi_i = (10000 - 100 \times CPi_i)$
Volume meta negativo	$CPr_r = 1$ a 99	$Pr_r = (10000 - 100 \times CPr_r)$
Volume meta positivo	Zero	Zero
Volume de armazenamento	Zero	Zero
Tomada d'água	$CPt_k = 1$ a 99	$Pt_k = (1000 - 10 \times CPt_k)$
Descarga de fundo	$CPf_f = 1$ a 99	$Pf_f = (1000 - 10 \times CPf_f)$
Vertedouro	-	$Pv_v = (1000000 \times CPr_r)$
Trecho de rio	Zero	Zero
Trecho de adutora ou canal	Zero	Zero

CPt_k - Prioridade da tomada d'água; CPf_f - Prioridade da descarga de fundo; CPd_d - Prioridade de abastecimento; CPi_i - Prioridade da irrigação; CPr_r - Prioridade do reservatório;

4.1.3 – Restrições

4.1.3.1 – Restrições de Limites Mínimo e Máximo

I. Mínima e Máxima Vazão de Projeto da Tomada d'água

$$0 \leq Qt_{,k} \leq Dtmax_k \quad (4.5)$$

II. Mínima e Máxima Vazão de Projeto do Descarregador de Fundo

$$0 \leq Qf_{t,f} \leq Dfmax_f \quad (4.6)$$

III. Mínima e Máxima Vazão de Projeto do Vertedouro

$$0 \leq Qv_{t,v} \leq Dvmax_v \quad (4.7)$$

IV. Mínima e Máxima Vazão de Projeto do Dreno

$$0 \leq Qs_{t,s} \leq Dsmax_s \quad (4.8)$$

V. Mínima e Máxima Vazão de Projeto do Abastecimento

$$0 \leq Qd_{t,d} \leq Dd_{t,d} \quad (4.9)$$

VI. Mínima e Máxima Vazão de Projeto da Irrigação

$$0 \leq Qi_{t,i} \leq Di_{t,i} \quad (4.10)$$

VII. Mínimo e Máximo Armazenamento de Projeto do Reservatório

$$Vrmin_r \leq Vr_{t,r} \leq Vrmax_r \quad (4.11)$$

Onde $Vrmax_r$ é o volume máximo de projeto do reservatório r (m^3); e $Vrmin_r$ é o volume morto do reservatório r (m^3).

VIII. Mínimo e Máximo Armazenamento da Meta Negativa do Reservatório

$$0 \leq Vr_{t,r}^- \leq Vrmet_{t,r} \quad (4.12)$$

IX. Mínimo e Máximo Armazenamento de Projeto da Meta Positiva do Reservatório

$$0 \leq Vr_{t,r}^+ \leq Vrmax_r - Vrmet_{t,r} \quad (4.13)$$

X. Mínima e Máxima Vazão de Projeto dos Trechos do Rio

$$0 \leq Ql_{t,l} \leq Dlmax_l \quad (4.14)$$

Sendo $Dlmax_l$ a alocação máxima de projeto do trecho l do rio em m^3/s .

XI. Mínima e Máxima Vazão de Projeto dos Trechos da Adutora ou Canal.

$$0 \leq Qc_{t,c} \leq Dcmax_c \quad (4.15)$$

Onde $Dcmax_c$ é a alocação máxima de projeto do trecho c da adutora ou canal em m^3/s .

4.1.3.2 – Restrições de Igualdade

I. Balanço Hídrico no Reservatório:

O balanço hídrico consiste como base da oferta e disponibilidade da água para o modelo.

$$\begin{aligned}
Vr_{t+1,r} = Vr_{t,r} + \sum_{\alpha(r)} Qa_{t,\alpha(r)} + (Pr_{t,r} - Er_{t,r}) \times Ar_{t,r} + \dots \\
\left(- \sum_{\delta(r)} Qf_{t,\delta(r)} - \sum_{\gamma(r)} Qt_{t,\gamma(r)} - \sum_{\lambda(r)} Qv_{t,\lambda(r)} \right) \times FT
\end{aligned} \tag{4.16}$$

onde,

$\alpha(r)$ – é o índice que representa a α -ézima vazão afluyente ao reservatório r ;

$\delta(r)$ – é o índice que representa o δ -ézimo descarregador de fundo do reservatório r ;

$\gamma(r)$ – é o índice que representa a γ -ézima tomada de água do reservatório r ;

$\lambda(r)$ – é o índice que representa o λ -ézimo vertedouro do reservatório r ;

$Qa_{t,\alpha(r)}$ – representa a α -ézima vazão da fonte afluyente ao reservatório r , no mês t ;

$Qf_{t,\delta(r)}$ – representa a δ -ézima vazão do descarregador de fundo do reservatório r , no mês t ;

$Qt_{t,\gamma(r)}$ – representa a γ -ézima vazão de tomada d'água do reservatório r , no mês t ;

$Pr_{t,r}$ – é a precipitação direta no reservatório r , no mês t ;

$Er_{t,r}$ – é a taxa de evaporação sobre o reservatório r , no mês t ;

$Ar_{t,r}$ – é a área média do espelho d'água do reservatório r , no mês t ;

$Qv_{t,\lambda(r)}$ – representa o λ -ézimo volume vertido do reservatório r , no mês t ; e

FT – é o fator de transformação de m^3/s para $m^3/mês$.

Dependendo das vazões afluentes e alocação mensal de água do reservatório para os diversos usos, as áreas da superfície líquida, as cotas do nível de água e os volumes mensais do reservatório variam de mês a mês sendo, portanto, necessário atualizá-las mensalmente. Para isso se faz uso das relações área x volume para cada reservatório, determinado por linearização seqüencial (Vieira, 2007).

II. Balanço Hídrico em cada Nó do Sistema:

$$\sum_{\kappa(n)} Qent_{t,\kappa(n)} = \sum_{\rho(n)} Qsai_{t,\rho(n)} \quad (4.17)$$

Onde:

$\kappa(n)$ – é o índice que representa a κ -ézima vazão de entrada do nó n ;

$\rho(n)$ – é o índice que representa o ρ -ézimo vazão de saída do nó n ;

$Qent_{t,\kappa(n)}$ – representa a κ -ézima vazão de entrada no nó n , no mês t ; e

$Qsai_{t,\rho(n)}$ – representa a ρ -ézima vazão de saída do nó n , no mês t .

III. Artificio para o estabelecimento do Volume Meta:

$$Vmet_{t,r} - Vr_{t,r} = Vr_{t,r}^- - Vr_{t,r}^+ \quad (4.18)$$

4.2 – Balanço Qualitativo

Nesse modelo, em desenvolvimento, para análise do atendimento da demanda quantitativa e qualitativa inicia-se com a abordagem do processo de mistura e da capacidade de depuração de poluentes em rios. Segundo Blum (2003), não se conhecem, suficientemente, os efeitos da associação de duas ou mais substâncias, nem estão definidos métodos para identificação e quantificação de outras, assim são tratados de forma individual.

O modelo do balanço qualitativo é relizado somente aos nós do sistema localizado no rio, assim denominado de nós de controle. A designação de nó de controle também foi utilizada por Wurbs e Dunn (1996) e Ribeiro e Lanna (2003), outras denominações são pontos característicos (Lanna, 1997; Pereira, 1996); pontos notáveis (Almeida et al., 1999); ou ainda pontos de referência (Cordeiro Netto et al., 1999).

Para modelagem do balanço de massa nos nós de controle, as vazões de entrada são divididas em duas categorias, com autodepuração e sem autodepuração. Com autodepuração são provenientes dos trechos do rio e os demais são elementos sem autodepuração, por exemplo, fonte afluente, águas residuais do abastecimento humano e industrial, etc.

4.2.1 – Modelagem das Equações

O balanço qualitativo ocorre de forma ponderada. Foi realizado de acordo com a Equação 4.19.

$$\sum_{\varphi(p)} CSe_{t,\varphi(p)} \times QSe_{t,\varphi(p)} + \sum_{\mu(p)} Cl_{t,\mu(p)} \times Ql_{t,\mu(p)} = Cn_{t,p} \times \left(\sum_{\varphi(n)} QSe_{t,\varphi(p)} + \sum_{\mu} Ql_{t,\mu(p)} \right) \quad (4.19)$$

onde:

$\varphi(p)$ – é o índice que representa a φ -ésima entrada de vazão sem autodepuração do nó de controle p ;

$\mu(p)$ – é o índice que representa a μ -ésima entrada de vazão com autodepuração do nó de controle p ;

$QSe_{t,\varphi(p)}$ – representa a φ -ésima vazão de entrada sem autodepuração no nó de controle p , no mês t ;

$Ql_{t,\mu(p)}$ – representa a μ -ésima vazão de entrada do trecho do rio no nó de controle p , no mês t ;

$CSe_{t,\varphi(p)}$ – representa a φ -ésima concentração da DBO de entrada sem autodepuração do nó de controle p , no mês t ;

$Cl_{t,\mu(p)}$ – representa a μ -ésima concentração da DBO de entrada do trecho do rio no nó de controle n , no mês t ;

$Cn_{t,p}$ – representa a concentração da DBO do nó de controle p no mês t ;

É importante notar que o nó de controle seja um elemento artificial da modelagem, mas tem a informação da concentração de DBO, que são usadas para representar a concentração inicial dos elementos que emanam desses nós, por exemplo, um trecho do rio.

Algumas vazões de entrada são vazões residuais do abastecimento humano ou industrial e é determinado por uma fração da vazão alocada para a demanda. As concentrações de entrada dos elementos sem autodepuração “ CSe ” são determinadas pelo usuário do modelo, a concentração do trecho do rio tem autodepuração e são calculados, pelo modelo de Streeter-Phelps (1925) apud Tucci (2005) e Eiger (2003).

$$Cl_{t,l} = Cn_{t,\psi(l)} \times \exp\left(\frac{-k_l \times Cl_l}{vl_{t,l}}\right) \quad (4.20)$$

onde:

$Cl_{t,l}$ – representa a concentração do trecho do rio l , no mês t ;

$Cn_{t,\psi(l)}$ – representa a ψ -ézima concentração montante da DBO do trecho do rio l , no mês t ;

k_l – é o coeficiente da taxa de reação da DBO no trecho do rio l ;

Cl_l – é o comprimento do trecho do rio l ;

$vl_{t,l}$ – é a velocidade do trecho do rio l no mês t .

O rio será considerado como um canal retangular uniforme e sua velocidade $vl_{t,l}$, dada por:

$$vl_{t,l} = \frac{Q_{t,l}}{bl_l \times Pl_l} \quad (4.21)$$

sendo:

bl_l – a base ou largura do trecho do rio l ; e

Pl_l – a profundidade do trecho do rio l .

Aplicado a Equação (4.21) em (4.20), tem-se:

$$Cl_{t,l} = Cn_{t,\psi(l)} \times \exp\left(\frac{-k1_l \times Cl_l \times bl_l \times Pl_l}{Ql_{t,l}}\right) = Cn_{t,\psi(l)} \times \exp\left(\frac{-Kl_l}{Ql_{t,l}}\right) \quad (4.22)$$

onde Kl_l é a constante de autodepuração do trecho do rio l , igual a $k1_l \times Cl_l \times bl_l \times Pl_l$.

4.3 – Otimização Quantitativa e Qualitativa (2º etapa)

A partir da estimativa inicial das variáveis do problema, calculadas pela simulação e balanço qualitativo, começa o processo de otimização, baseado em programação linear seqüencial, onde as não linearidades são tratadas por aproximações lineares. Repete-se o processo, de forma iterativa, até atingir à convergência desejada.

4.3.1 – Função Objetivo

As funções objetivos do modelo de simulação são repetidas para a otimização quantitativa e qualitativa, agora para todo o horizonte de otimização, além da adição da meta de enquadramento dos trechos do rio, dada por:

V. Minimizar a concentração do parâmetro de DBO acima do enquadramento, $FO(5)$:

$$FO(5) = \sum_{t=1}^{nm} \sum_{p=1}^{np} Pp_p \frac{CCn^+_{t,p}}{CCnmax_p} \quad (4.23)$$

onde:

Pp_p - peso de qualidade de água no nó de controle p e parâmetro de DBO;

$CCn^+_{t,p}$ - concentração DBO acima do enquadramento no nó de controle p e no mês t ;

$Cnmax_p$ - concentração máxima no nó de controle p no parâmetro de DBO;

np - número total de nó de controle.

As variáveis de decisão ou calculada no modelo, em cada mês simulado, são: $Qt_{t,k}$; $Qf_{t,f}$; $Qv_{t,v}$; $Qs_{t,s}$; $Qd_{t,d}$; $Qi_{t,i}$; $Vr_{t,r}$; $Ql_{t,l}$; $Qc_{t,c}$; $Vr_{t,r}^-$; $Vr_{t,r}^+$; $CCn^+_{t,p}$; $CCn^-_{t,p}$; $CCn_{t,p}$ para $\forall k, f, v, s, d, i, r, l, c$ e t , sendo $CCn^-_{t,p}$ a concentração da DBO abaixo do enquadramento no nó de controle p , no mês t ; e $CCn_{t,p}$ a concentração da DBO no nó de controle p , no mês t .

4.3.2 – Pesos e Prioridades

Os critérios de prioridades são os mesmos estabelecidos na etapa da simulação. Prioridade de qualidade de água é classificada como elemento de controle, variando de 1 a 99.

4.3.3 – Restrições

As restrições aplicadas no modelo de simulação são novamente utilizadas no processo de otimização, sobrepondo para todo o horizonte de otimização. Ainda, são incluídos o balanço de massa relativo à DBO, restrições operacionais do reservatório quanto a descarga de fundo, vertedouro e a sustentabilidade hídrica operacional, definida por Curi e Curi, 1997.

4.3.3.1 – Restrições de limites mínimo e máximo

XI. Concentração da DBO acima do limite máximo, segundo enquadramento das águas do rio, no nó de controle p e no mês t :

$$0 \leq CCn^+_{t,p} \quad (4.24)$$

XII. Concentração da DBO abaixo do limite máximo, segundo o enquadramento das águas do rio, no nó de controle p e no mês t :

$$0 \leq CCn^-_{t,p} \leq Pn_p \quad (4.25)$$

onde:

Pn_p - é a concentração máxima tolerável do poluente p , designado pelo CONAMA 357/05, de acordo com a classe de enquadramento do rio.

XIII. Concentração da DBO no nó de controle p , no mês t :

$$0 \leq CCn_{t,p} \quad (4.26)$$

4.3.3.2 – Restrições de Igualdade

IX. Artificio para a concentração meta da DBO:

$$Pn_p - CCn_{t,p} = CCn^-_{t,p} - CCn^+_{t,p} \quad (4.27)$$

X. Artificio de Linearização para a Concentração de DBO pelo Método de Aproximações Lineares.

Aplicando-se as Equações (4.22) e (4.19) em (3.5), tem-se o balanço da concentração linearizado, conforme a Equação (4.28).

$$\begin{aligned}
& \sum_{\varphi(p)} \left((CSe_{t,\varphi(p)} + Cn_{t,p}^{u-1}) \times QSe_{t,\varphi(p)}^u \right) + \dots \\
& \sum_{\mu(p)} \left(\left(Cn_{t,p}^{u-1} \times \exp\left(-\frac{Kl_l}{Ql_{t,\mu(p)}^{u-1}}\right) + Cn_{t,p-1}^{u-1} \times \exp\left(-\frac{Kl_l}{Ql_{t,\mu(p)}^{u-1}}\right) \dots \right) \times Ql_{t,\mu(p)}^u \right) + \dots \\
& \left(\frac{Kl_l}{Ql_{t,\mu(p)}^{u-1}} - Cn_{t,p}^{u-1} \right) \times Ql_{t,\mu(p)}^u \right) + \dots \\
& \sum_{\psi(l)} \left(Ql_{t,l}^{u-1} \times \exp\left(\frac{Kl_l}{Ql_{t,l}^{u-1}}\right) \times Cn_{t,\psi(l)}^u \right) - \left(\sum_{\varphi(n)} QSe_{t,\varphi(p)}^{u-1} + \sum_{\mu} Ql_{t,\mu(p)}^{u-1} \right) \times Cn_{t,p}^u = \dots \\
& \sum_{\varphi(p)} \left((CSe_{t,\varphi(p)} + Cn_{t,p}^{u-1}) \times QSe_{t,\varphi(p)}^{u-1} \right) + \dots \\
& \sum_{\mu(p)} \left(\left(Cn_{t,p}^{u-1} \times \exp\left(-\frac{Kl_l}{Ql_{t,\mu(p)}^{u-1}}\right) + Cn_{t,p-1}^{u-1} \times \exp\left(-\frac{Kl_l}{Ql_{t,\mu(p)}^{u-1}}\right) \times \dots \right) \times Ql_{t,\mu(p)}^{u-1} \right) + \dots \\
& \left(\frac{Kl_l}{Ql_{t,\mu(p)}^{u-1}} - Cn_{t,p}^{u-1} \right) \times Ql_{t,\mu(p)}^{u-1} \right) + \dots \\
& \sum_{\psi(l)} \left(Ql_{t,l}^{u-1} \times \exp\left(\frac{Kl_l}{Ql_{t,l}^{u-1}}\right) \times Cn_{t,\psi(l)}^u \right) - \left(\sum_{\varphi(n)} QSe_{t,\varphi(p)}^{u-1} + \sum_{\mu} Ql_{t,\mu(p)}^{u-1} \right) \times Cn_{t,p}^{u-1}
\end{aligned} \tag{4.28}$$

4.3.3.3 – Restrições de Desigualdade

I. Vazão Máxima do Descarregador de Fundo Temporal (m³/s), $Qfmax_{t,\delta(r)}$:

$$Qf_{t,\delta(r)} \leq Qfmax_{t,\delta(r)} \tag{4.29}$$

II. Vazão Máxima do Vertimento Temporal (m³/s), $Qvmax_{t,\lambda(r)}$:

$$Qv_{t,\lambda(r)} \leq Qvmax_{t,\lambda(r)} \tag{4.30}$$

A vazão a ser liberada por descarregadores de fundo está limitada pela sua capacidade máxima no mês t , sendo estimada pela equação abaixo (Quintela,1981):

$$Qfmax_{t,\delta(r)} = Cf_{\delta(r)} \times Af_{\delta(r)} \times \left(2g \times (Hr_{t,r} - Hf_{\delta(r)}) \right)^{0,5} \tag{4.31}$$

Onde:

g – é a aceleração da gravidade (m²/s);

$Cf_{\delta(r)}$ – é o coeficiente de vazão do δ -ézima descarregador de fundo do reservatório r ;

$Af_{\delta(r)}$ – é a área da seção transversal do δ -ézima descarregador de fundo do reservatório r (m²);

$Hr_{t,r}$ – é a cota do nível d'água do reservatório r , no mês t (m); e

$Hf_{\delta(r)}$ – é a cota de jusante da geratriz inferior do δ -ézima descarregador de fundo do reservatório r (m).

As vazões extravasadas pelos vertedouros são estimadas, segundo Quintela (1981), pela equação:

$$Qv_{max_t,\lambda(r)} = Cv_{\lambda(r)} \times Bv_{\lambda(r)} \times (Hr_{t,r} - Hvert_{\lambda(r)})^{1,5} \quad (4.32)$$

Onde,

$Hvert_{\lambda(r)}$ – é a cota da soleira do λ -ézimo vertedouro do reservatório r (m);

$Bv_{\lambda(r)}$ – é a largura de base do λ -ézimo vertedouro do reservatório r (m); e

$Cv_{\lambda(r)}$ – é o coeficiente de descarga dependente da forma do λ -ézimo vertedouro do reservatório r .

A linearização da vazão máxima temporal do descarregador de fundo e vertedouro, foi realizada por técnica de linearização seqüencial (Vieira, 2007).

III. Sustentabilidade hídrica operacional:

$$Vr(nm,r) \geq Sust \times Vro(r) \quad (4.33)$$

onde $Sust$ é o fator de redução do reservatório r para o volume inicial $Vro(r)$ e nm é o total de meses analisados.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 - Aspectos Gerais

Com uma extensão total de 270 quilômetros da nascente até a foz no Oceano Atlântico, o rio Capibaribe nasce a cerca de 195 quilômetros do Recife, na Serra de Jacarará, município de Jataúba, Agreste do Estado de Pernambuco. Situado totalmente no estado de Pernambuco, banha 39 municípios do Agreste, Zona da Mata e Litoral, entre os quais estão Santa Cruz do Capibaribe, Toritama, Surubim, Salgadinho e Carpina.

Intermitente no seu alto curso, o rio se torna perene a partir da cidade de Limoeiro e passa a ser navegável nos últimos 20 quilômetros em direção a sua foz. Seu maior problema, nos dias atuais, é o fato de estar servindo de “receptor de resíduos industriais e domésticos em consequência da falta de políticas de saneamento no Estado, ao longo de todo seu percurso”, segundo Braga *et al.* (2006).

Fadado a se tornar um lixão a céu aberto, o Capibaribe vem, de fato, sofrendo muito com o despejo de resíduos no seu leito. Segundo o Relatório de monitoramento de bacias hidrográficas do Estado de Pernambuco – 2003 (PERNAMBUCO, 2004), o trecho da Bacia do Capibaribe, na região metropolitana da capital, entre as cidades de São Lourenço da Mata e o estuário do Recife, apresentam o pior quadro, principalmente entre os meses de março a agosto, quando ocorrem as maiores vazões nos canais e rios que deságuam na região, carreando o lixo e a lama acumulados no verão

Ao longo de todo o seu percurso, o rio recebe considerável quantidade de lixo doméstico e industrial provenientes dos municípios que o margeiam e que não contam com sistema de tratamento adequado para seus efluentes. Como resultado, a cor escura da água não passa de resíduos em suspensão – muitas vezes, coliformes fecais – lançados em estado bruto no

Capibaribe, o que gera um grave problema de saúde pública e compromete a atividade econômica, na medida em que muitas comunidades de Recife ainda dependem da pesca, da coleta de sururu e da criação de camarão para sobreviver.

Inserido neste contexto, o rio Capibaribe ainda é um elemento união entre o semi-árido e o litoral, sendo fonte de combate à escassez hídrica e contenção de cheias. Para pesquisar tal problemática, é analisada a região compreendida pelos reservatórios de Jucazinho e Carpina, doravante, neste estudo, passando a ser denominada de sub-região Jucazinho-Carpina ou sistema Jucazinho-Carpina, inserida na bacia hidrográfica do rio Capibaribe.

5.2 - A Bacia do Rio Capibaribe

O rio Capibaribe é um dos mais importante do Estado de Pernambuco. Após a sua nascente na Serra de Jacarará, o rio Capibaribe tem seu curso para a direção nordeste até as proximidades da cidade de Santa Cruz do Capibaribe, quando toma a direção geral oeste-leste, até desaguar no Oceano Atlântico, no porto de Recife, percorrendo por vários centros urbanos, onde serve de corpo receptor de resíduos industriais e domésticos.

A bacia do rio Capibaribe é, usualmente, dividida em três partes, a saber: o Alto Capibaribe, a montante da cidade de Toritama, o Médio Capibaribe, entre as cidades de Toritama e Limoeiro, e o Baixo Capibaribe situado entre Limoeiro e a cidade de Recife. A bacia hidrográfica do rio Capibaribe, está localizada na porção norte-oriental do Estado de Pernambuco, entre 7°41'20" e 8°19'30" de latitude Sul, e 34°51'00" e 36°41'58" de longitude Oeste. A Figura 5.1 ilustra a hidrografia da bacia do Capibaribe com hidrografia e barragens principais, imagem LANDSAT.

O rio Capibaribe apresenta regime fluvial intermitente no seu alto e médio cursos, tornando-se perene somente a partir da cidade de Limoeiro, no baixo curso. Os principais

afluentes do Capibaribe localizados na margem direita são os rios Tapacurá, Goitá, Catunguba, Onça, Aldeia Velha, Tabocas e Pará, já da margem esquerda são os rios Tapera, Caiá e Jataúba.

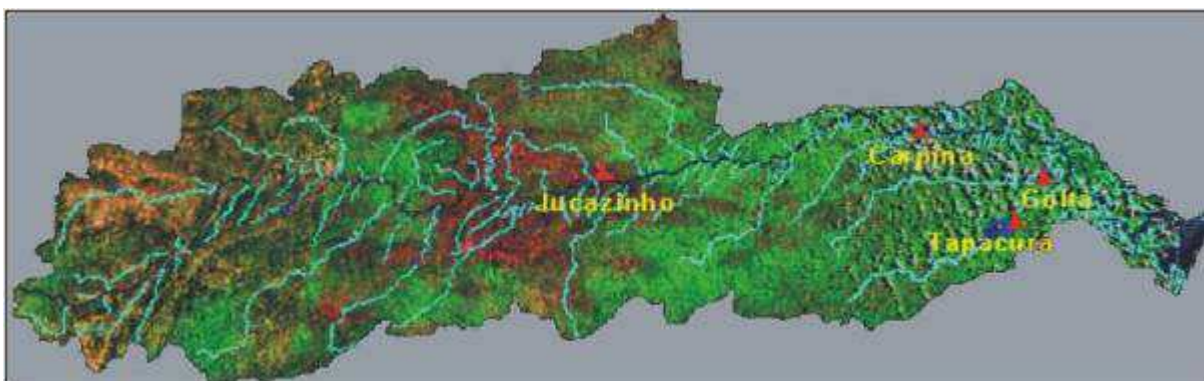


Figura 5.1 - Bacia do rio Capibaribe. (Fonte: Alcoforado e Cirilo, 2001)

Tratando-se de uma região em que as precipitações pluviais se apresentam com distribuição mensal e interanual bastante irregular, o mesmo se observa em relação aos deflúvios. O regime de escoamento dos cursos d'água da bacia do Capibaribe, sendo, na sua maior parte, torrencial e temporário, está diretamente ligado ao regime pluvial. A ocorrência de períodos bastante chuvosos, ocasionando deflúvios acentuados, aumenta a probabilidade da formação de cheias na bacia, por vezes excepcionais, a exemplo do que já se registrou no passado, tais como a cheia de 1975 que teve vazões de 2300 m³/s e 3400 m³/s em Limoeiro e São Lorenzo da Mata, respectivamente.

Segundo Pereira (1976) apud Andrade (2006), os trechos Médio e Baixo do rio Capibaribe contribuem, de forma substancial, na formação das cheias. Em resposta a essa calamidade o Governo Federal, na época, através do Departamento de Obras de Saneamento - DNOS, definiu obras hidráulicas para a defesa do Recife contra as inundações. As intervenções de maior vulto foram: i) a construção da barragem Carpina, no rio Capibaribe (concluída em 1978), que permite laminar uma vazão efluente máxima de 300 m³/s; ii) a

construção da barragem Goitá (concluída em 1978), para controle de cheias do rio Goitá, afluente da margem direita do rio Capibaribe, permitindo laminar uma vazão efluente máxima de $100 \text{ m}^3/\text{s}$; iii) intervenções no leito do rio Capibaribe, no Recife, visando aumentar a capacidade de escoamento da calha urbana, de modo a comportar uma descarga de $1.600 \text{ m}^3/\text{s}$, o que não foi ainda efetivado (atualmente a capacidade da calha fica em torno de $700 \text{ m}^3/\text{s}$); (iv) melhorias na operacionalidade da barragem Tapacurá, projetada para laminar uma descarga máxima de $150 \text{ m}^3/\text{s}$.

Em segunda prioridade, foi, também, cogitada a construção da barragem de Malhadinha, um pouco a montante da cidade de Limoeiro, no rio Capibaribe. Em 1998, o Departamento Nacional de Obras Contra a Seca - DNOCS transformou essa idéia na construção da barragem de Jucazinho, para usos múltiplos, incluindo o controle de cheias da parte alta da bacia do rio Capibaribe.

O rio Capibaribe atravessa a região Metropolitana de Recife –RMR, representando o principal elo entre a poluição fluvial, o desperdício e o déficit no abastecimento. A ausência de estruturas institucionais que se ocupassem da gestão dos recursos hídricos, a poluição ambiental e o desperdício no uso, entre outros fatores, contribuíram para exacerbar a escassez relativa de água adequada para o consumo humano, o que se agravou pela severa seca registrada nos anos de 1998 e 1999.

A RMR tem uma demanda de $15 \text{ m}^3/\text{s}$ e um déficit de $4,18 \text{ m}^3/\text{s}$, estimado para o ano 1999 pelo Projeto de Qualidade das Águas e Controle da Poluição Hídrica - PQA / PE, 1997, (PERNAMBUCO, 1997). A bacia do rio Capibaribe, através do sistema Tapacurá, é responsável por 40,2 % da oferta de água para RMR. O sistema Tapacurá vem sendo deficitário e já foi reforçado, desde o ano de 1994, por duas captações emergenciais (Tiúma e Castelo), projetadas para uma vazão de $1,50 \text{ m}^3/\text{s}$, construídas em trecho do rio Capibaribe a jusante do reservatório de Carpina. As possíveis vazões que ali podem ser captadas são

dependentes, principalmente nas estiagens, de descargas regularizadoras, até então informalmente derivadas do reservatório de Carpina.

Na região do reservatório de Jucazinho, inserida no Agreste de Pernambuco, as populações urbana e rural sofrem permanentemente com as limitações e/ou falta de água nos sistemas públicos de abastecimento. Como principal pólo econômico dessa região, destaca-se a cidade de Caruaru com população de quase 270.000 habitantes.

Na seca de 1998-1999, a cidade de Caruaru, junto com outros dezenove municípios, foi penalizada com a escassez de água para o abastecimento público, representando sofrimento para cerca de 384.000 habitantes.

Para fazer frente aos problemas de escassez hídrica da região, foi construído, pelo DNOCS, o reservatório de Jucazinho para atender a usos múltiplos. O sistema adutor de Jucazinho, ainda em construção, com vazão de projeto definida em $1,80 \text{ m}^3/\text{s}$, contemplará o abastecimento de quinze sedes municipais e mais quarenta e cinco importantes localidades rurais da região. Esta inclui a cidade de Santa Cecília, no Estado da Paraíba, beneficiando uma população de projeto estimada em cerca de 716.000 habitantes, no horizonte de 2020. A Figura 5.2 apresenta o arranjo esquemático do sistema adutor de Jucazinho.

A Agência Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos – CPRH realiza o monitoramento da qualidade das águas superficiais através de 13 estações de amostragem. A classificação da qualidade da água é feita com base nos usos preponderantes, observados os limites de classe dos parâmetros de acordo a Resolução CONAMA N° 357, de 17 de março de 2005 (BRASIL, 2005b). Na Figura 5.3, indica-se a localização das estações da CPRH. Na Tabela 5.1 estão apresentados índices de qualidade da água na bacia do Capibaribe, para algumas das estações, destacando-se o Índice de Qualidade de Água - IQA (Fonte: Resultados do Monitoramento das Bacias: Relatório da Bacia do Rio Capibaribe - CPRH, PERNAMBUCO, 2005).

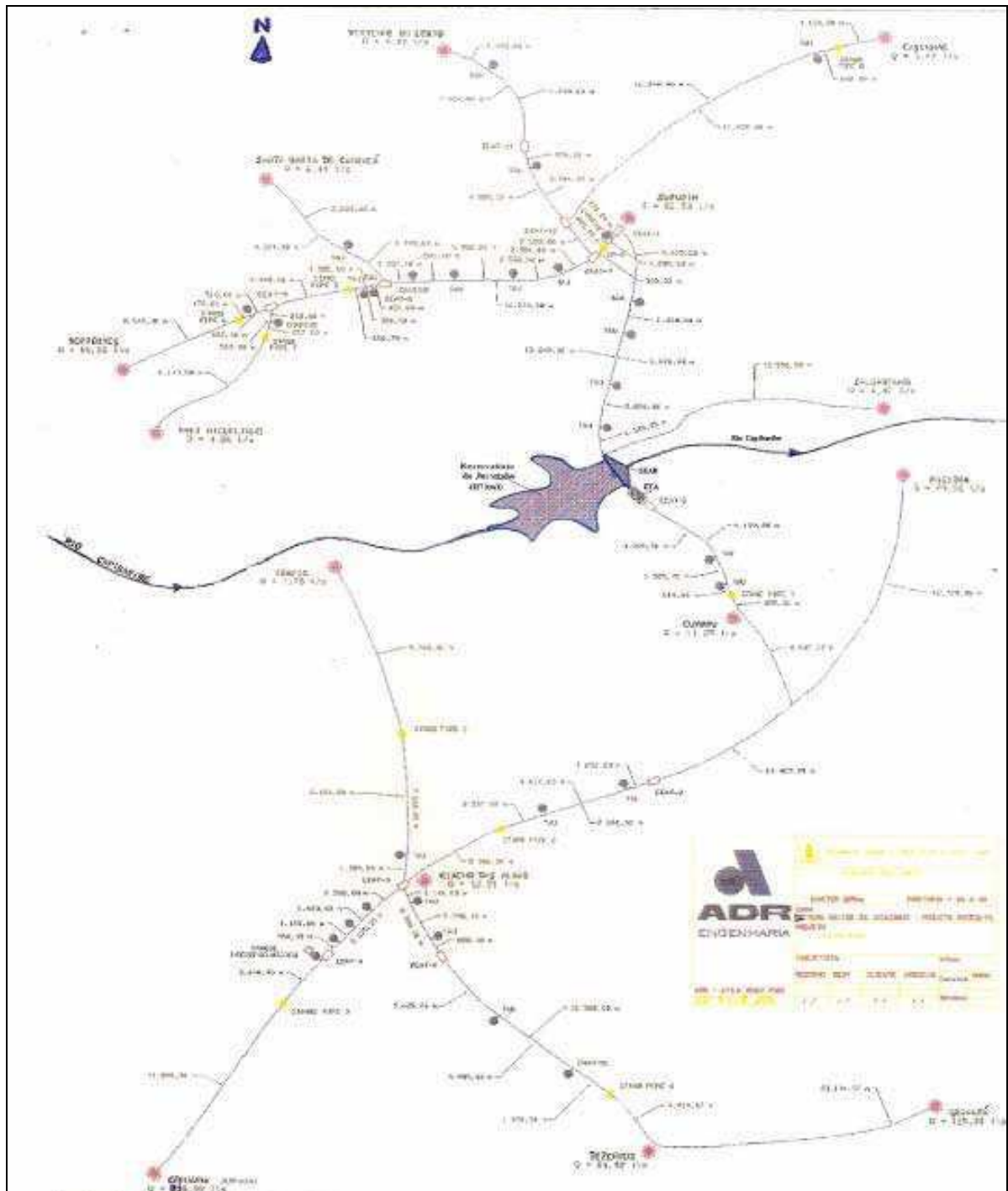


Figura 5.2 - Arranjo esquemático do sistema adutor de Jucazinho (fonte:DNOCS)



Figura 5.3 – Estações de monitoramento do Capibaribe (Fonte: PERNAMBUCO, 2005)





O IQA é determinado pelo produtório ponderado dos parâmetros: Temperatura; potencial Hidrogeniônico - pH; Oxigênio Dissolvido - OD; Demanda Bioquímica de Oxigênio - DBO; Coliformes Fecais - CF; Nitrogênio Total; Resíduo Total, Fosfato Total e Turbidez, fornecendo um número entre 0 e 100, como um conceito de qualidade. A Tabela 5.2, segundo o PERH-PE (1998), resume a classificação da qualidade da água em função de valores do IQA.

Costume dos mais danosos ao meio ambiente é o de lançar aos rios os despejos domésticos e os resíduos industriais não tratados. Segundo dados de PERNAMBUCO (1997), na bacia do rio Capibaribe o peso da carga poluidora decorrente dos esgotos sanitários é muito mais elevada do que a de origem industrial, oscilando em torno de 95% da carga total, em razão da inexistência de serviços de coleta e de tratamento de esgotos oriundos das ocupações urbanas atravessadas por esse rio e alguns afluentes. As populações rurais e grande parte da urbana utilizam soluções isoladas como fossas negras e sépticas, ou às vezes nenhuma das duas, contaminando, direta ou indiretamente, os corpos de água.

Tabela 5.1a - Qualidade da água do rio Capibaribe (Fonte: PERNAMBUCO, 2005).

ESTAÇÃO	CORPO D'ÁGUA	MUNICÍPIO	LOCAL	CLASSIFICAÇÃO DE QUALIDADE
CB-02 informações de Maio/05	Rio Capibaribe	Santa Cruz do Capibaribe	Na barragem Poço-Fundo de captação da Compesa	Poluída
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/69	Eutrófico/60		Não Tóxico
CB-05 informações de Out/05	Rio Tabocas	Toritama	Na barragem Tabocas de captação da Compesa	Moderadamente comprometida
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/75	Mesotrófico/48	Baixo	Não Tóxico
CB-07 informações de Dez/05	Rio Capibaribe	Surubim	Na barragem de Jucazinho e captação da Compesa.	Poluída
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/61	Eutrófico/66	Alto	Não Tóxico
CB-10 informações de Dez/05	Rio Capibaribe	Limoeiro	A jusante da Cidade de Limoeiro	Poluída
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
			Muito Alto	
CB-13 informações de Out/05	Rio Capibaribe	Lagoa do Carro	Na barragem de Carpina de contenção de enchente e captação da Compesa.	Poluída
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/65	Eutrófico/58	Alto	Não Tóxico
CB-38 informações de Out/05	Rio Cursai	Paudalho	Na barragem de Cursai de captação da Compesa.	Pouco comprometida
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/77	Oligotrófico/42	Baixo	Não Tóxico
CB-54 informações de Out/05	Rio Goitá	Paudalho	Na barragem de Goitá de contenção de enchente.	Poluída
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/69	Oligotrófico/30	Baixo	Não Tóxico
CB-55 informações de Out/05	Rio Goitá	São Lourenço da Mata / Paudalho	Antes do deságüe do Rio Goitá no Rio Capibaribe.	Poluída
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
			Baixo	
CB-60 informações de Dez/05	Rio Capibaribe	São Lourenço da Mata	Captação da Compesa, em Tiúma, após receber seus afluentes Goitá e Tapacurá.	Poluída
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/64		Médio	Não Tóxico

Tabela 5.1a - Continuação

ESTAÇÃO	CORPO D'ÁGUA	MUNICÍPIO	LOCAL	CLASSIFICAÇÃO DE QUALIDADE
CB-65 informações de Dez/05	Rio Tapacurá	São Lourenço da Mata	Na Barragem de Tapacurá e captação da Compesa.	Poluída 
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/59	Hipertrófico/79		Não Tóxico
CB-67 informações de Nov/05	Rio Várzea do Una	São Lourenço da Mata	Na barragem da Várzea do Una de captação d'água da Compesa	Poluída 
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/64	Eutrófico/68		Não Tóxico
CB-71 informações de Out/05	Rio Capibaribe	São Lourenço da Mata	Na captação da Compesa, em Castelo.	Moderadamente comprometida 
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
	Boa/63			Não Tóxico
CB-95 informações de Dez/05	Rio Capibaribe	Recife	Ponte na rua Eng.º Abdias de Carvalho, Ilha do Retiro, em frente ao Sport Clube do Recife.	Muito poluída 
	IQA	IET	RISCO DE SALINIDADE	ECOTOXICIDADE
				Alta ação alotrópica

IET: Índice de Estado Trófico

Tabela 5.2 - Qualidade da Água em Função do IQA (Fonte PERH-PE, 1998)

Qualidade da Água	Valor do Índice – IQA Calculado
Excelente	80 - 100
Boa	52 - 79
Aceitável	37 - 51
Ruim	20 - 36
Péssima	0 - 19

5.3 - A Região de Estudo

Praticamente na metade do rio Capibaribe encontra-se o reservatório Jucazinho, que é o início da região em estudo e vai até o reservatório Carpina, localizado a jusante. A sub-região Jucazinho-Carpina cobre partes do alto e médio curso do rio Capibaribe com uma superfície de 5.947,00 km².

Essa região tem o comprimento de 52 Km, considerando os meandros do seu percurso desde o reservatório de Jucazinho até o reservatório de Carpina. Na margem direita estão os riachos do Mimoso, do Brejo da Madre de Deus, Tabocas, da Onça, Carrapatos, das Éguas e o rio Cotunguba. Pela margem esquerda afluem os riachos Jataúba, Olho d'água, topada, Caraibeiras, Pará, Tapera, e Caiá. Esses riachos, na sua grande maioria, correm em leitos rochosos e encaixados, de elevado gradiente topográfico, como ausência de grandes planícies fluviais, ou várzeas de aluvião. A sub-região caracteriza-se pelo regime temporário da maior parte dos cursos d'água que a banham. A sub-região Jucazinho-Carpina abrange a sede de seis municípios. São eles Limoeiro, Passira, Salgadinho, João Alfredo, Bom Jardim, e Casinhas. Os seis municípios somam uma população residente de 169.974 habitantes, o que significa 2,15% da população do Estado, que é de 7.911.937 (IBGE, Censo Demográfico 2000). Todas as cidades da região não possuem coleta e tratamento de esgoto (BRASIL, 2005b).

Segundo os indicadores sociais, as condições de vida da grande maioria da população dos municípios da sub-região são muito precárias. Os índices de Desenvolvimento Humano (IDH) e de Condições de Vida (ICV) apurados nesses municípios são inferiores aos da cidade de Recife e aos do estado de Pernambuco. Isto é refletido sobretudo na escolaridade e saúde pública.

O relevo da área está, em sua maior parte, constituída sobre rochas do embasamento cristalino do Pré-Cambriano Superior e do Pré-Cambriano, apresentando altitudes que se elevam de 85 a 120 m próximos ao reservatório de Carpina, de 240 a 300 no entorno do reservatório de Jucazinho. Também, na medida em que aumenta a distância da calha do rio, para o norte e para o sul, a altitude dos topos eleva-se gradualmente.

As precipitações pluviométricas (chuvas) variam de 1000 mm anuais na porção leste da sub-região para cerca de 500 mm anuais em sua porção oeste (Molinier *et al.*, 1994, *apud* Andrade, 2000). O aumento dos totais de chuva em direção ao litoral é motivado menos pela

distância e mais pela altitude e disposição do relevo. A variação local das precipitações de chuvas desempenha importante papel, não só no regime hidrográfico da bacia, mas também nas características do solo e da cobertura vegetal e, em consequência, no uso e ocupação do solo. A vegetação natural de Mata Atlântica, por exemplo, vai gradativamente cedendo lugar à Caatinga, na medida em que nos deslocamos para oeste.

Segundo dados da COMPANHIA INTEGRADA DE SERVIÇOS AGROPECUÁRIOS DE PERNAMBUCO – CISAGRO, PERNAMBUCO (1991), o uso e a ocupação do solo são muito diversificados, ocorrem em áreas mais próximas à barragem de Carpina grandes manchas do solo Latosolo Vermelho Amarelo Eutrófico, apropriadas para cultivos temporárias e potencialmente aproveitáveis para a agricultura irrigada. A Tabela 5.3 apresenta uma estimativa para o uso potencial dos solos da sub-região Jucazinho- Carpina.

Tabela 5.3 – Uso potencial dos solos da sub-região Jucazinho-Carpina

Usos Potencial do Solo	Área Aproximada (km ²)	(%)
Agrícola	976,2	16,26
Pastagem	2.885,3	48,52
Refúgio Silvestre	2.094,5	35,22
Total	5.947,0	100

Diante dessa grande diversidade de variação climática, hídrica, social e econômica o estudo quali-quantitativo representa um forte argumento para o investimento em saneamento e mudança de cultura na operação dos reservatórios Jucazinho e Carpina.

Nesse objetivo de integrar a otimização da operação de reservatórios com dados de quantidade e qualidade das águas, tem-se a dificuldade da disponibilidade de séries consistentes e cronologicamente idênticas. Para enfrentar tal fato foram usados valores médios, descrito a seguir, justificando a potencialidade do modelo para futuros estudos.

5.3.1 – Configuração do Sistema

A configuração esquemática do sistema hídrico Jucazinho – Carpina está apresentado na Figura 5.4, onde estão indicados o posicionamento dos reservatórios e perímetros de irrigação, as variáveis que identificam as entradas e saídas de água, e os pontos de conexão (nós) entre os reservatórios e os demais elementos, seja a montante ou a jusante, demonstrando a complexidade do sistema a ser otimizado.

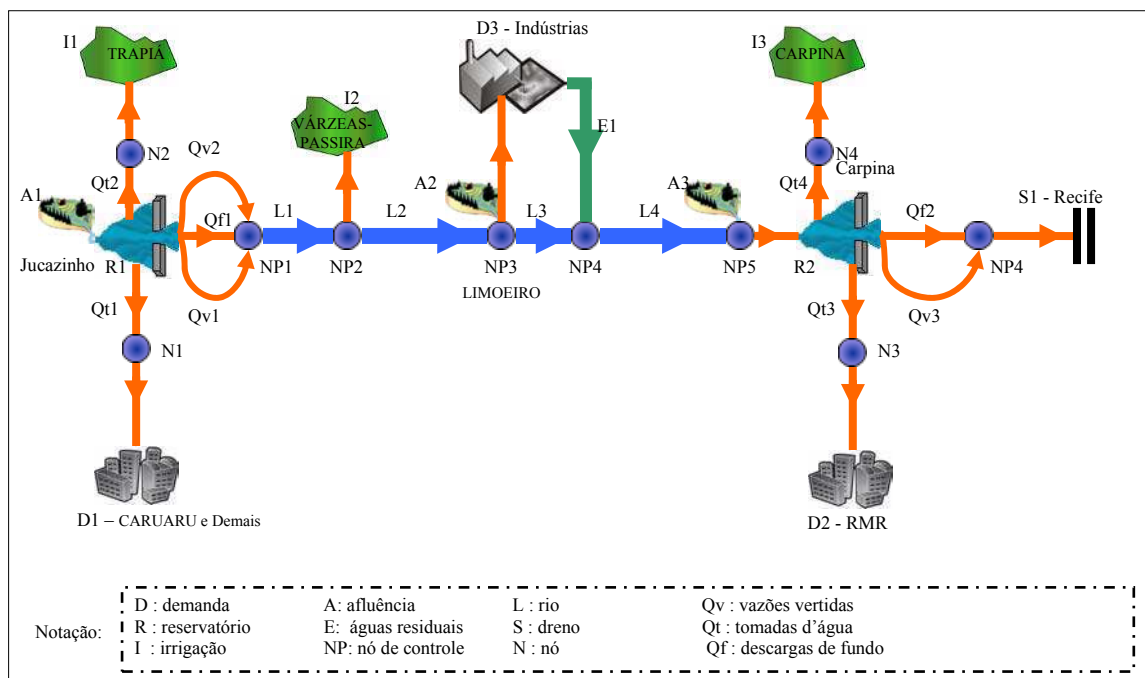


Figura 5.4 – Esquema representativo do sistema Jucazinho - Carpina

Esse sistema é composto por dois reservatórios; três perímetros irrigados; três demandas, sendo uma industrial e duas para abastecimento humano; além de três fontes de vazão afluentes; um drenó; cinco nós de controle; e cinco nós de conexão.

A modelagem desse sistema estabelece cinco nós de controle entre os dois reservatórios. O primeiro é situado a jusante do reservatório de Jucazinho, onde ocorre a conexão entre o vertedouro e o descarregador de fundo para o rio Capibaribe. O segundo nó é localizado no

ponto intermediário, na cidade de Salgadinho, destinado para captação de águas para a irrigação nas várzeas do rio. O terceiro nó está na cidade de Limoeiro, que capta água do leito do rio para demanda da indústria de Limoeiro Malhas e Tecelagem Barros, além de ser utilizada para entrada de uma fonte de vazões afluentes, com suas respectivas concentrações de DBO. O quarto nó é destinado para entrada de águas residuais das indústrias. O último nó corresponde à entrada da vazão afluentes do reservatório Carpina.

5.3.2 - Demandas Hídricas

Na quantificação das estimativas das demandas atuais de água considerou-se quatro categorias de demandas: o abastecimento urbano ou industrial - onde a água é um bem de consumo final; a irrigação - onde a água é um bem de consumo intermediário; diluição de poluentes, e o uso ecológico - que visa assegurar, ao longo das calhas dos rios, a jusante das barragens, um padrão mínimo de qualidade da água dos cursos d'água para preservação da fauna e flora, e para a manutenção de ambiente propício às atividades humanas. Não se considerou no estudo a demanda para dessedentação animal, a partir de cada reservatório, em razão do exposto por Andrade (2006).

5.3.2.1 - Abastecimento Urbano

Para Jucazinho, a vazão de $1,80 \text{ m}^3/\text{s}$ diz respeito à vazão de projeto do sistema adutor em construção, que prevê o abastecimento de quinze (15) cidades e quarenta e cinco (45) localidades rurais, beneficiando uma população estimada em 715.352 habitantes (horizonte de 2020). Para o reservatório Carpina a demanda de abastecimento testada foi de $2,00 \text{ m}^3/\text{s}$, consideradas constantes ao longo do tempo, e dizem respeito à possibilidade de um aporte de

reforço para o abastecimento da cidade de Recife, prevendo uma possível construção de uma nova adutora ou ampliação dos pontos de captação de Tiúma e Castelo.

5.3.2.2 - Irrigação

O desenvolvimento da irrigação na região de influência dos reservatórios é um reclamo social sempre presente, uma vez que pode possibilitar o incremento da economia regional pela geração de emprego e renda no campo, com produção de alimentos. Nos estudos prospectivos, considerando que a irrigação é responsável por elevadas taxas de demanda de água, considerou-se que a expansão da agricultura dar-se-á pela exploração agrícola de áreas identificadas como potencialmente irrigáveis.

Na área de influência direta do reservatório Jucazinho, conforme estudos do DNOCS (1992b), sobressaem-se duas manchas principais de terras, enquadradas na Classe 3, portanto de terras aptas a irrigação. A mais próxima situa-se à borda direita do lago, próximo à localidade Trapiá, denominada aqui como “Perímetro Trapiá”. Esta área, estimada em no máximo 4.500 ha, indicada como de ocorrência de Vertisolos, com alguns problemas (mecanização) de solo e drenagem. A outra, com no máximo de 4.500 ha, aproximadamente, está à jusante da barragem, à margem direita do rio, cerca de 10 km a leste do município de Passira. Com predomínio de Vertisolos, com algumas limitações de solo, drenagem e topografia.

Juntando-se a área de Passira com a mancha de solos aluviais (classe 2 de terras de boa qualidade) da faixa das várzeas a jusante da barragem de Jucazinho, numa extensão de quase 52 km até a barragem de Carpina, foi composta o chamado “Perímetro Várzeas - Passira”, com área máxima de 6.750 ha, localizado entre os dois reservatórios.

Na região de influência direta do reservatório Carpina, conforme estudos feitos pela PERNAMBUCO (1991), ocorrem em áreas mais próximas à barragem grandes manchas do solo Latosol Vermelho Amarelo Eutrófico, apropriadas para cultivos temporários e potencialmente aproveitáveis para a agricultura irrigada. Para os fins do estudo, foi adotada uma área de 1.800 ha situada no entorno da represa, aqui denominada de “Perímetro Carpina”, formado de terras arrendadas a colonos pelo DNOS, desde 1986.

A demanda agrícola utilizada aqui foi calculada pelo ORNAP por Andrade (2006), utilizando o cenário médio, avaliada pelo balanço hídrico mensal do solo, sendo considerados, entre outros dados: dimensão dos perímetros; características do solo e respectiva aptidão agrícola; tipos de culturas; parâmetros fenológicos das culturas; aspectos hidroclimáticos, planos culturais, sistemas de irrigação adotados, receita líquida e mão de obra. As demandas são apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Vazões ótimas (m^3/s) para os perímetros no cenário médio. Fonte: Andrade (2006)

Perímetro Trapiá (vazão média mensal = $0,026m^3/s$ e área de 101,87 ha)											
Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
0,031	0,027	0,031	0,020	0,019	0,000	0,004	0,027	0,035	0,054	0,043	0,024
Perímetro Carpina (vazão média mensal = $0,309 m^3/s$ e área de 1.676,392 ha)											
Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
0,583	0,386	0,071	0,011	0,000	0,000	0,000	0,051	0,445	0,847	0,693	0,627
Perímetro Várzeas-Passira (vazão média mensal = $0,612 m^3/s$ e área de 2.306,05 ha)											
Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
0,955	0,797	0,427	0,460	0,131	0,000	0,000	0,453	0,804	1,292	1,044	0,978

5.3.2.3 – Demandas Industriais

A bacia do rio Capibaribe possui 365 indústrias das quais 16 possuem potencial poluidor, e, dessas, 2 estão localizadas na sub-região Jucazinho-Carpina do curso do rio Capibaribe, PERNAMBUCO (1997). Essas indústrias são a Limoeiro Malhas e Tecelagem Barros, com demanda conjunta de $270 m^3/d$, através de captação a fio d'água no rio Capibaribe.

5.3.2.3 - Descarga Ecológica de Reservatórios

Além dos fatores de qualidade de água proposto no modelo será considerado o estudo de impacto ambiental do açude Jucazinho realizado pelo DNOCS, em 1992a, no que refere as águas da descarga de regularização para o rio Capibaribe. Assim como as próprias águas da represa, que podem estar sujeitas aos seguintes tipos principais de interferências:

- Lançamento de esgotos provenientes da área de drenagem;
- Enxurradas, arrastando matérias depositadas na superfície do solo (adubos minerais e orgânicos, inseticidas, esterco de currais, pocilgas, granjas, lixo, excreções humanas, etc.);
- Águas de infiltração de chuvas, as quais podem também conduzir sais minerais, inseticidas e outro compostos solúveis orgânicos e inorgânicos, procedentes das mesmas fontes superficiais acima mencionadas;
- Infiltração de águas servidas, procedente de lançamento superficial, poços absorventes e fossas-negras, efluentes de tanques sépticos, conduzindo matérias em solução ou em suspensão, inclusive microorganismos patogênicos, como bactérias e vírus;
- Lançamentos diretos de detritos em piqueniques, embarcações (óleo, gasolina, resíduos sólidos), etc..

Como principais prejuízos que esses detritos podem causar às águas são apontados: a contaminação tóxica, biológica ou radiativa; o incremento na demanda bioquímica de oxigênio, a eutrofização, turbidez e assoreamento. A regularização de vazões a jusante de reservatórios é considerada como um impacto positivo que, pelo controle e operação de descargas de tomadas d'água ou outros dispositivos, favorece a limpeza periódica do

reservatório, pela evacuação das camadas mais inferiores da água acumulada, e regulariza uma descarga mínima de saneamento que manterá o rio vivo.

Nos estudos do DNOCS, já referido, a descarga ecológica mínima do reservatório a ser assegurada a partir do reservatório Jucazinho é de 0,50 m³/s. Nos estudos feitos pela CISAGRO, em 1991, onde se cogitou alternativas de reforço do abastecimento de Recife a partir do reservatório Carpina, a descarga ecológica mínima de regularização foi avaliada em 0,46 m³/s.

Com as considerações aqui expostas, definiu-se neste trabalho que a vazão ecológica a ser atendida por cada um dos reservatórios é de 0,50 m³/s. Esta vazão é assumida ser liberada para o rio nos meses de estiagem normal (setembro a fevereiro) (Andrade, 2006).

5.3.3 – Qualidade de Água e Poluição

A manutenção de uma descarga mínima de saneamento para manter o rio vivo a jusante de reservatórios, principalmente no caso de rios intermitentes, passa a ser também uma exigência para auxiliar, ou até prover, a capacidade de autodepuração (ou capacidade de recuperação) desses cursos d'água. Segundo Salati, *et al.* (1999), existem no Brasil poucos trabalhos sobre esse assunto, onde a dificuldade está em se conhecer com precisão as cargas poluidoras urbanas e industriais, pontuais e difusas, tanto na qualidade como na quantidade, para que se possa fazer um balanço de massa adequado dentro de um modelo de qualidade de água.

Para o estudo do comportamento de autodepuração no rio, parte-se primeiramente da quantificação das cargas pontuais e difusas. Na sub-região Jucazinho-Carpina as cargas pontuais são as indústrias Limoeiro Malhas e Tecelagem Barros com uma carga poluidora potencial de 16 Kg DBO/dia (PERNAMBUCO, 1997). Na literatura de modelos de simulação

muitos autores optaram por representação de modelos distribuídos, representado em cada célula do modelo os tipos de ocupação do solo, finalizado geralmente com um modelo de calibração para os dados monitorados. No modelo proposto aplica-se a série histórica de dados monitorados no rio Capibaribe para representar a poluição difusa.

Atualmente, na sub-região Jucazinho-Carpina existem três estações de monitoramento de qualidade de água, são elas CB-07, localizada na captação de água da barragem de Jucazinho, CB-10, a jusante da cidade de Limoeiro, e CB-13, localizada na captação de água da barragem de Carpina, operadas pela CPRH. O PERNAMBUCO (1997) dispõe os dados da série histórica de 1993 a 1996 somente para a estação CB-10. Assim, para estimação das concentrações de DBO nos reservatórios foram utilizados os dados da estação CB-65, localizado na Barragem de Tapacurá, no qual apresenta mesma classificação de IQA, boa. Os valores médios são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Concentrações mensais de DBO (mg/l) de 1993 a 1996.

Estação CB -10 (A jusante da cidade de Limoeiro)												
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Média	5,4	13,3	6,2	7,8	4,7	6,2	5,5	4,7	6,0	6,2	5,8	8,2
Máxima	5,6	23,2	7,5	16,4	6,8	7,3	10,7	7,1	7,7	6,5	8,5	9,2
Mínima	5,0	3,4	4,8	3,2	3,0	4,2	2,4	2,8	3,6	5,9	2,0	7,8
Estação CB -65 (Na captação de água da barragem de Tapacurá)												
	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Média	2,6	2,2	2,4	3,9	2,5	2,1	2,2	2,3	2,0	2,1	2,0	2,5
Máxima	3,4	2,4	3,8	6,5	3,4	2,4	3,0	3,6	2,0	2,2	2,0	3,4
Mínima	2,0	2,0	1,4	2,0	2,0	2,0	2,0	1,4	2,0	2,0	2,0	2,0

Fonte: PERNAMBUCO (1997)

Para representação de valores médios da DBO sobre as seções transversais do rio é necessário uma estimativa do coeficiente de decaimento $k1$, que, por sua, vez depende da temperatura. Assim as temperaturas médias ao longo do ano são representadas na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Temperatura média (°C) da Sub-região Jucazinho - Carpina.

	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Média	25.5	25.1	24.8	24.0	22.8	21.8	21.1	21.6	23.1	24.7	25.4	25.6

Fonte: PERNAMBUCO (1997)

5.3.4 - Dados dos Reservatórios

Os dados dos reservatórios adotados no estudo, tanto estruturais quanto operacionais, dizem respeito às relações cota x área x volume; volumes de armazenamento máximos e mínimos permitidos; características hidráulicas das tomadas d'água, descarregadores de fundo e vertedouros, descargas mínimas e máximas permitidas.

A depender das vazões afluentes e alocação mensal de água do reservatório para os diversos usos, as áreas da superfície líquida, as cotas do nível de água e os volumes mensais do reservatório variam de mês a mês. A perda por evaporação dos reservatórios é contabilizada através de um processo iterativo que faz estimativas sucessivas da área média da superfície do reservatório para cada intervalo de tempo. O cálculo, basicamente, leva em consideração o valor de uma área do espelho d'água, obtido por linearização seqüencial da curva área-volume fornecida ao modelo.

O reservatório de Jucazinho, dentre seus múltiplos usos, é utilizado para controle de enchentes no alto curso do rio Capibaribe, que inclui a proteção de cidades como Limoeiro e Salgadinho, indo até Recife. Ainda é responsável pela perenização do rio Capibaribe, a jusante da barragem, com uma descarga prevista de 2,72 m³/s.

Já o reservatório Carpina tem como única finalidade a contenção de cheias do rio Capibaribe, podendo laminar uma vazão de até 300 m³/s, diminuindo a probabilidade de grandes enchentes na Região Metropolitana do Recife. Conquanto se reconheça a importância da função protetora da barragem de Carpina, a exclusividade desse papel vem sendo questionada desde há algum tempo por interesses diversos. O reservatório, hoje, tem compromisso parcial de ser utilizado como fonte de recursos hídricos, seja para reforço do

abastecimento do Recife ou para sustentar irrigações não formais em terras invadidas no entorno de sua bacia hidráulica.

Segundo Andrade (2006), a COMPESA opera o reservatório de Carpina, tentando manter, desde meados de 1992, uma acumulação de não mais do que 56.600.000 m³, correspondente à cota 104 m, permitindo derivar, quando possível, uma vazão de regularização para jusante para alimentar as captações a fio d'água de Tiúma e Castelo, no rio Capibaribe.

5.3.4.1 - Volumes Máximos e Mínimos de Armazenamento

A Tabela 5.7 apresenta os volumes máximos e mínimos operacionais considerados no estudo para os reservatórios Jucazinho e Carpina, a nível mensal.

Tabela 5.7 - Volumes máximos e mínimos operacionais para Jucazinho e Carpina.

Reservatório Jucazinho			
Volumes	(m ³)	Cota (m)	Observação
Volume máximo (V _{rmax})	327.035.812	292	-
Volume mínimo (V _{rmin})	16.811.807	256	Para boa operação hidráulica da tomada d'água
Volume de espera (V _{esp})	100.000.000	-	-
Reservatório Carpina			
Discriminação	(m ³)	Cota (m)	Observação
Volume máximo (V _{rmax})	270.000.000	118	-
Volume mínimo (V _{rmin})	1.509.000	90	Para boa operação hidráulica da tomada d'água
Volume de espera (V _{esp})	170.000.000	-	-

5.3.4.2 - Tomadas D'água, Descarregador e Vertedouro

As tomadas d'água dos reservatórios são limitadas de acordo com o seu dimensionamento; esses são especificado na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Vazões máximas das tomadas d'água de Jucazinho e Carpina

Discriminação	Vazão máxima (m ³ /s)	Cota limite (m)*
Adutora de Jucazinho	2,0	256
Irrigação de Trapiá	4,0	256
Aporte para Recife	3,0	90
Irrigação Carpina	4,0	90

* Cota limite representa que a retirada de tomada esta no volume mínimo

O cálculo das vazões mensais máximas liberadas para jusante dos reservatórios através do descarregador de fundo é obtido por sua curva-chave, Equação 4.31 do Capítulo 4, e os seus parâmetros são apresentados na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Dados da curva – chave do descarregador de fundo para Jucazinho e Carpina.

Reservatório	Coefficiente	Área da seção transversal (m ²)	Cota da geratriz inferior (m ²)
Jucazinho	0,80	3,142	251
Carpina	0,4766	15,90	83,30

Fonte: Pernambuco, 1998

Já as vazões mensais extravasadas, tanto pelo vertedouro principal quanto os auxiliares, são determinadas pela Equação 4.32 do Capítulo 4, os seus parâmetros são dados pela Tabela 5.10 (Fonte: Pernambuco, 1998). A vazão máxima permitida a ser liberada pelo reservatório, para não provocar inundações à jusante, é de 1.000 m³/s e 300,00 m³/s para Jucazinho e Carpina, respectivamente.

Tabela 5.10 – Dados da curva – chave do vertedouro para Jucazinho e Carpina

Reservatório	Discriminação	Coefficiente	Largura da base (m)	Cota da soleira (m)
Jucazinho	principal	0,492	170	292
Jucazinho	auxiliar	0,492	114	295
Carpina	principal	1,6	400	118

Fonte: Pernambuco, 1998

5.3.5 - Precipitação

Foram usados dados do trabalho de Andrade et al. (2001 a, b; 2002 a, b, c) e Andrade (2006), que realizaram o preenchimento e extensão de dados mensais de postos com falhas nos registros para o período base de 1935 a 1992, aonde foi aplicado o método da Ponderação Regional, de acordo com Bertoni e Tucci (2001). A análise da homogeneização das séries temporais desses postos foi verificada pelo método da Dupla Massa, de acordo com Bertoni e Tucci (2001), enquadrando-se os postos inseridos numa mesma zona considerada hidrologicamente homogênea. Para calcular a precipitação média da sub-bacia, que foi estimada em 657,3 mm anuais, usou-se o método de Thiessen. As precipitações médias mensais e anual, nas áreas de drenagem dos reservatórios Jucazinho e Carpina, estão apresentadas na Tabela 5.11.

Tabela 5.11 - Precipitação média nas bacias dos reservatórios Jucazinho e Carpina (mm)

Bacia do reservatório Jucazinho												
Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Total Anual
48,1	102,0	98,2	78,5	77,7	70,3	32,5	18,7	21,5	14,2	21,9	31,9	605,6
Bacia do reservatório Carpina												
43,2	91,9	101,9	115,3	122,7	108,3	55,9	32,1	24,1	17,1	24,5	32,9	762,0

5.3.6 - Vazões Afluentes

Os dados de afluxos mensais foram obtidos de Andrade et al. (2001, 2002 a, b, c) e Andrade (2006), e estão disponíveis para as estações códigos 39130000 - Toritama, e 39145000 - Limoeiro, cobrindo um período de quase quarenta anos (1956-1996). As séries observadas nestes postos permitiram calcular uma série de trinta e seis (36) anos de vazões afluentes médias mensais para os reservatórios Jucazinho e Carpina, mediante aplicação de

métodos de interpolação¹¹ e extrapolação¹² envolvendo fatores de proporcionalidade que consideraram a variação mensal de vazões e volumes precipitados entre as áreas de drenagem das estações e dos reservatórios, como é apresentado a seguir:

- **Afluências para o reservatório Jucazinho**

As estimativas das vazões mensais afluentes ao reservatório Jucazinho foram obtidas por interpolação, a partir das séries de vazões mensais observadas nas estações Toritama, a montante, e Limoeiro, a jusante. Os cálculos de interpolação, a nível mensal, foram realizados através de uma aproximação de segunda ordem. A formulação da interpolação é expressa por:

$$Q_{juc_{jt}} = Q_{tor_{jt}} + (Q_{lim_{jt}} - Q_{tor_{jt}}) \times \left[\frac{(P_{juc_{jt}} \times A_{juc} - P_{tor_{jt}} \times A_{tor})}{(P_{lim_{jt}} \times A_{lim} - P_{tor_{jt}} \times A_{tor})} \right] \quad (5.1)$$

onde,

$Q_{juc_{jt}}$ - vazão afluente para o reservatório Jucazinho no ano j no mês t;

$Q_{tor_{jt}}$ - vazão afluente na estação Toritama no ano j no mês t;

$Q_{lim_{jt}}$ - vazão afluente na estação Limoeiro no ano j no mês t;

$P_{juc_{jt}}$ - precipitação na bacia do reservatório¹³ Jucazinho no ano j no mês t;

$P_{tor_{jt}}$ - precipitação na bacia da estação¹⁴ Toritama no ano j no mês t;

$P_{lim_{jt}}$ - precipitação mensal na bacia da estação Limoeiro no ano j no mês t;

A_{juc} - área de drenagem do reservatório Jucazinho (4.172,0 km²);

A_{tor} - área de drenagem da estação Toritama,

A_{lim} - área de drenagem da estação Limoeiro (sem a presença de Jucazinho).

¹¹ Interpolação é um método numérico que permite obter um ponto (dado) situado entre pontos conhecidos.

¹² Extrapolação é muito semelhante à interpolação exceto que o novo ponto está fora da região de pontos conhecidos.

¹³ Bacia do reservatório é a área de drenagem situada a montante ao reservatório.

¹⁴ Bacia da estação é a área de influência da estação.

- **Afluências para o reservatório Carpina**

As estimativas das vazões naturais afluentes ao reservatório Carpina foram obtidas por extrapolação, em três passos de cálculo, a partir das séries de vazões mensais observadas nas estações fluviométricas de Toritama e Limoeiro, situadas a montante. Os cálculos da extrapolação, a nível mensal, foram realizados por uma aproximação de segunda ordem. Numa primeira etapa as afluências naturais foram estimadas para a área de drenagem do reservatório (área=1.775 km²), sendo determinadas por:

$$Q_{juccarp_{jt}} = Q_{lim_{jt}} + (Q_{lim_{jt}} - Q_{tor_{jt}}) \times \left[\frac{(P_{carp_{jt}} \times A_{carp} - P_{lim_{jt}} \times A_{lim})}{(P_{lim_{jt}} \times A_{lim} - P_{tor_{jt}} \times A_{tor})} \right] \quad (5.2)$$

onde,

$Q_{juccarp_{jt}}$ - vazão natural originada na bacia entre Jucazinho e Carpina, no ano j no mês t;

$Q_{lim_{jt}}$ - vazão afluente à estação Limoeiro no ano j no mês t;

$Q_{tor_{jt}}$ - vazão afluente à estação Toritama no ano j no mês t;

$P_{carp_{jt}}$ - precipitação na bacia do reservatório Carpina no ano j no mês t;

$P_{lim_{jt}}$ - precipitação mensal na bacia da estação Limoeiro no ano j no mês t;

$P_{tor_{jt}}$ - precipitação na bacia da estação Toritama no ano j no mês t;

A_{carp} - área de drenagem do reservatório Carpina (área = 5.946,9 km²);

A_{lim} - área de drenagem da estação Limoeiro (sem a presença de Jucazinho),

A_{tor} - área de drenagem da estação Toritama.

No trecho de rio situado entre os reservatórios, supõe-se que o regime de fluxo será complexo por estar sujeito a receber vazões naturais e descargas regularizadas de Jucazinho, além de poder ser influenciado por difusas retiradas de água para a irrigação das terras

ribeirinhas. Nesse trecho, foram consideradas duas entradas de vazões naturais afluentes com os parâmetros de qualidade de água, no nó de Limoeiro, dado por:

$$Q_{limjuc_{jt}} = Q_{lim_{jt}} - Q_{juc_{jt}} \quad (5.3)$$

onde $Q_{limjuc_{jt}}$ é a vazão natural originada na bacia entre Jucazinho e a cidade de Limoeiro, no ano j no mês t ;

Já no reservatório de Carpina foi determinado, por:

$$Q_{carp_{jt}} = Q_{juccarp_{jt}} - Q_{limjuc_{jt}} \quad (5.4)$$

sendo $Q_{carp_{jt}}$ vazão natural afluente ao reservatório Carpina no ano j no mês t .

As vazões afluentes médias mensais para o sistema, considerando o período 1957-1992, estão apresentadas na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Vazões afluentes médias mensais aos reservatórios.

Vazão média mensal para o reservatório Jucazinho (m ³ /s)											
Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
0,41	1,98	14,27	18,51	8,24	5,96	11,04	2,72	0,96	0,33	0,13	1,17
Vazão média mensal direta para o reservatório Carpina (m ³ /s)											
0,048	0,042	0,604	0,906	0,617	0,689	1,646	0,448	0,135	0,050	0,018	0,029
Vazão média mensal para Limoeiro (m ³ /s)											
0,132	0,118	1,676	2,514	1,712	1,911	4,564	1,242	0,375	0,140	0,051	0,081

5.3.7 - Evaporação nos Reservatórios

As estimativas de volumes mensais evaporados em reservatórios foram obtidas pela multiplicação da área média do espelho d'água pela correspondente lâmina de evaporação. Quando não se dispõe de medições locais da evaporação, faz-se uso de registros existentes na região próxima ao reservatório, que resguarde assemelhadas condições climáticas e

fisiográficas. Na prática, para representar a evaporação em reservatórios, são usados dados de evaporação medida em tanque classe A, aplicando-se fator de correção, denominado de coeficiente de tanque KT, que depende do meio no qual o tanque está instalado e das condições atmosféricas do local, como velocidade do vento e umidade relativa.

Vários autores estabeleceram para a região Nordeste um coeficiente médio, entre a evaporação de um açude e a evaporação do tanque classe A, variando entre 0,7 e 1,0, sendo o valor mais provável situado entre 0,8 e 0,85 (Laraque, 1989). Para o reservatório Jucazinho foram considerados os valores das lâminas corrigidas de evaporação média mensal da estação meteorológica de Surubim, operada pelo INMET. Dados desta estação indicam umidade relativa média do ar de 75,8% e velocidade média do vento é de 267 km / dia, o que permite, segundo Gomes (1999), adotar um KT igual a 0,80.

Para o reservatório Carpina os valores das lâminas corrigidas de evaporação média mensal têm por base dados da estação meteorológica Carpina, operada pelo Instituto do Alcool e Açúcar (IAA). A Tabela 5.13 apresenta valores de evaporação média mensal adotados no estudo dos dois reservatórios.

Tabela 5.13 - Lâminas corrigidas (mm) de evaporação média mensal nos reservatórios

Estação Surubim (reservatório Jucazinho)												
Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Evap	184,8	167,2	160,0	138,4	112,8	91,2	98,4	124,8	112,4	172,0	177,6	173,6
Estação Carpina (reservatório Carpina)												
Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Evap	166,4	136,8	136,8	133,6	117,6	85,6	88,0	104,8	125,6	146,4	162,4	158,4

6 – SISTEMA DE AVALIAÇÃO E RESULTADOS

6.1 – SISTEMA DE AVALIAÇÃO

Para avaliar o desempenho do modelo proposto, neste capítulo estão apresentadas e discutidas três situações:

- **Situação A** – a otimização do sistema como proposto para o cenário de vazões e concentrações médias;
- **Situação B** – a otimização do sistema somente com aspecto quantitativo, sem a realização da otimização do balanço de massa, para o cenário de vazões e concentrações médias;
- **Situação C** – a otimização do sistema como proposto para o cenário de vazões médias e concentrações máximas.

Os critérios operacionais idealizados para os reservatórios observaram os seguintes pressupostos:

- O mês em que se iniciou o processo de otimização foi o mês de maio;
- Considerou-se o volume inicial do reservatório de Jucazinho como sendo 69% do volume máximo, igual a 227.000.000 m³. Já no reservatório de Carpina foi de 37% do volume máximo, igual a 100.000.000 m³;
- O volume meta do reservatório Jucazinho será de 69% do volume máximo, conforme projeto, para os meses de maio e junho, destinando para espera de cheia de 100.000.000 m³, e 100% do volume máximo para os demais meses. Já no reservatório Carpina será de 37% do volume máximo, para os meses de junho e julho, destinando a espera de cheia de 170.000.000 m³, e 100% do volume máximo nos demais meses;
- No balanço hídrico dos reservatórios não são consideradas perdas por infiltração.

É importante lembrar que os reservatórios focados pelo estudo, à exceção do reservatório de Jucazinho, foram construídos sem que fossem estabelecidos mecanismos de gestão ambiental que levassem em consideração os usos múltiplos da água.

A Tabela 6.1 apresenta as prioridades de cada objetivo em cada situação analisada, na qual o abastecimento urbano sempre será a 1ª prioridade do modelo.

Tabela 6.1 – Prioridades dos objetivos do modelo em cada situação.

OBJETIVOS	PRIORIDADES		
	Situação A	Situação B	Situação C
Abastecimento humano	1º	1º	1º
Concentração de DBO meta	2º	--	2º
Perímetro irrigado	3º	2º	3º
Abastecimento industrial	4º	3º	4º
Volume meta	5º	4º	5º
Tomada d'água	6º	5º	6º
Descarga de fundo	7º	6º	7º
Vertedouro	8º	7º	8º

6.2 - Resultados das Aplicações

Os resultados do modelo estão analisados para cada situação, assim é avaliado o desempenho do sistema hídrico Jucazinho-Carpina. Neste caso, para um período de 12 meses, o sistema ficou subordinado a novecentos e oitenta e seis (986) equações de restrições de natureza linear. O modelo respeitou às limitações físicas e operacionais dos reservatórios, perímetros irrigados e equipamentos hidráulicos e outras limitações intrínsecas ao sistema.

6.2.1 – Esforço Computacional

O modelo é implementado no ambiente de programação do MATLAB. A aplicação da programação linear utiliza a rotina “linprog”, do toolbox de otimização do MATLAB. Esta funciona em dois módulos: o de larga escala, com o método de ponto interior primal-dual; e o

de média escala, que utiliza o método Simplex. Ainda, a escolha do módulo é automática através do algoritmo “predictor-corrector”.

Utilizou-se um PC para realizar os experimentos, com as seguintes características: Pentium III processador de 800 MHz, memória RAM de 384 MB e funcionando em ambiente Windows.

Nas aplicações o módulo selecionado foi o de larga escala, pelo método de ponto interior primal-dual, com o tempo de processamento entre 45 e 360 segundos.

6.2.2 – Resultados da Situação A

A Tabela 6.2 apresenta os resultados da concentração de DBO nos cinco nós de controle, do trecho entre o reservatório de Jucazinho e Carpina, e as concentrações da fonte de poluição e do reservatório, além do parâmetro de DBO do enquadramento dos corpos d’água. A Tabela 6.3 apresenta as vazões no trecho do rio entre os reservatórios Jucazinho e Carpina, elemento essencial para análise da diluição de poluentes.

Tabela 6.2 – Concentração de DBO (mg/l) dos nós na situação A

Mês	Fonte	Reservatório	Parâmetro	1	2	3	4	5
Maio	4,670	2,470	5	2,47	1,48	1,63	1,62	1,58
Junho	6,180	2,100	5	2,10	0,00	5,00	4,99	3,37
Julho	5,530	2,250	5	2,25	0,00	5,00	5,00	4,11
Agosto	4,700	2,330	5	2,33	0,00	4,70	4,69	2,20
Setembro	6,000	2,000	5	2,00	0,05	2,57	2,56	1,16
Outubro	6,200	2,070	5	2,07	0,13	1,35	1,35	0,56
Novembro	5,830	2,000	5	2,00	0,08	0,54	0,54	0,22
Dezembro	8,200	2,470	5	2,47	0,09	1,14	1,14	0,46
Janeiro	5,400	2,550	5	2,55	0,09	1,13	1,12	0,46
Fevereiro	13,300	2,200	5	2,20	0,05	2,53	2,52	1,03
Março	6,150	2,400	5	2,40	0,01	5,00	4,99	3,18
Abril	7,800	3,900	5	3,90	2,90	3,13	3,13	3,10

Observa-se, Tabelas 6.2 e 6.3, que nos meses de junho, julho e março, nos nós 3 e 4, localizados na cidade de Limoeiro, obteve-se o limite do enquadramento. Esse fato se deve a

concentração da fonte de poluição difusa, associada às altas vazões desse período (chuvoso). Para atender os requerimentos de concentração máxima, foi liberada água do reservatório de Jucazinho, através da descarga de fundo para diluição dessa poluição, acima do valor requerido para vazão ecológica, $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ para os meses de setembro a fevereiro, fator não previsto no estudo do DNOCS para construção do reservatório de Jucazinho.

Tabela 6.3 – Vazão nos trechos do rio (m^3/s) entre Jucazinho e Carpina na situação A

Mês	1	2	3	4
Maio	9,598	9,467	11,176	11,179
Junho	0,451	0,451	2,358	2,361
Julho	0,484	0,484	5,045	5,048
Agosto	0,453	0,000	1,239	1,242
Setembro	1,304	0,500	0,872	0,875
Outubro	1,792	0,500	0,637	0,640
Novembro	1,544	0,500	0,548	0,551
Dezembro	1,478	0,500	0,578	0,581
Janeiro	1,455	0,500	0,629	0,632
Fevereiro	1,297	0,500	0,614	0,618
Março	0,812	0,385	2,058	2,061
Abril	16,493	16,033	18,544	18,547
Média	3,097	2,485	3,692	3,695

As variações mensais de volumes armazenados nos reservatórios Jucazinho e Carpina em comparação com o volume meta mensal e inicial do processo de otimização são mostradas na Figura 6.1.

A condição de preservação do volume de espera de 100 hm^3 , ou seja, o volume armazenado teria que ser menor ou igual a $227,04 \text{ hm}^3$; foi atendida no reservatório de Jucazinho, nos meses de maio e junho. Ao fim de abril, último mês da simulação, o volume atinge 227 hm^3 , evidenciando a sustentabilidade hídrica operacional do reservatório.

No reservatório de Carpina, nos meses de junho e julho, foi atendida a condição da preservação do volume de espera de 170 hm^3 , ou seja, o volume armazenado teria que ser menor ou igual a 100 hm^3 . No fim de abril, último mês da simulação, o volume atinge 100 hm^3 , evidenciando a condição imposta de sustentabilidade hídrica operacional do reservatório.

A depleção do volume do reservatório ocorre entre os meses de agosto indo até fevereiro, coincidindo com os meses de menores vazões afluentes. Os maiores volumes dos reservatórios foram observados nos meses de maio a junho, coincidindo com o fim da estação chuvosa do sistema. Não ocorreram vertimentos nos reservatórios, ficando os níveis d'água mensais sempre abaixo das cotas dos respectivos sangradouros, ou seja cota 292m (volume de 327,035 hm³) para Jucazinho e cota 118m (volume de 270,0 hm³) para Carpina.

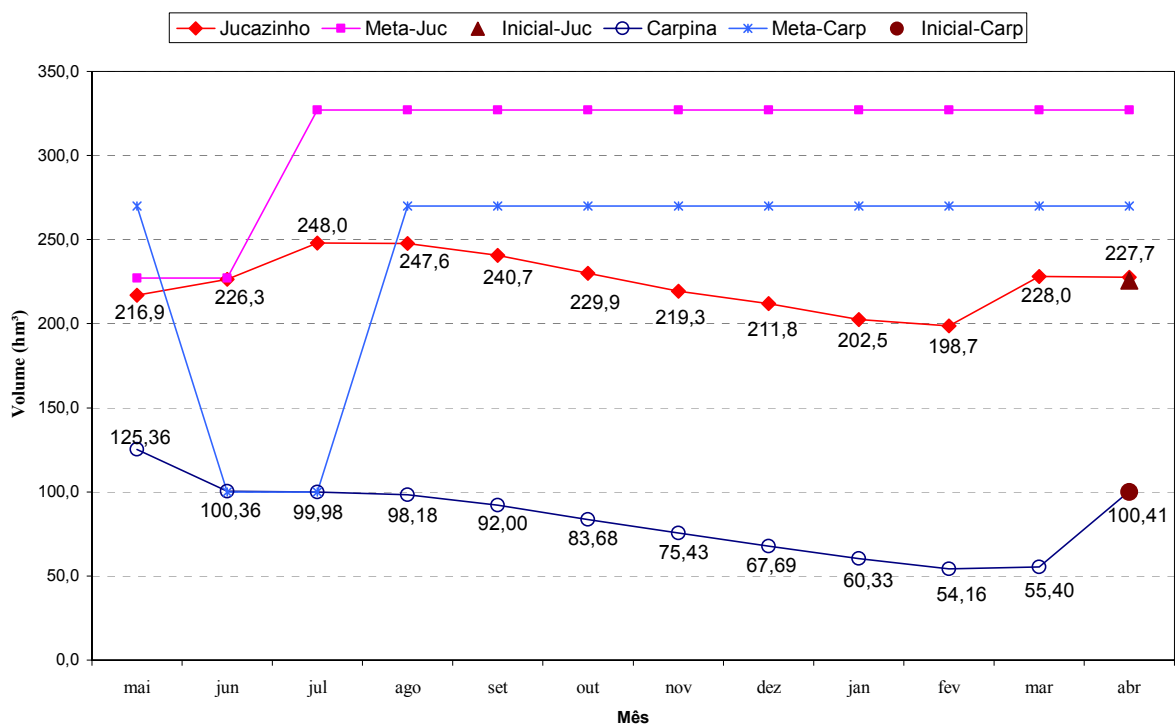


Figura 6.1 - Volumes mensais dos reservatórios na situação A

As Tabelas 6.4 e 6.5 apresentam os resultados operacionais e hidrológicos dos reservatórios Jucazinho e Carpina, respectivamente. Verifica-se no reservatório de Jucazinho que nos meses de outubro a março acontecem elevadas perdas por evaporação no reservatório. A demanda fixa mensal de 1,80 m³/s, destinada ao abastecimento urbano a partir do sistema adutor de Jucazinho, é completamente atendida, mês a mês, bem como a demanda de irrigação para os perímetros Trapiá e Várzeas/Passira. A evaporação média mensal no reservatório foi de 1,97 hm³/mês, o que equivale a uma vazão de 0,76 m³/s ou a uma lâmina

de evaporação média mensal da ordem de 143 mm. A vazão liberada para o leito do rio (via descarga de fundo) é responsável pelo atendimento das demandas do perímetro das Várzeas/Passira e industrial, além de atender os requerimentos do enquadramento dos corpos d'água para a Classe 2 (CONAMA 357/05).

Tabela 6.4 - Resultados do balanço hídrico mensal no reservatório Jucazinho na Situação A.

Mês	Volume					
	reservatório (m ³) × 1000	afluente (m ³) × 1000	precipitado (m ³) × 1000	evaporado (m ³) × 1000	tomada d'água (m ³) × 1000	descarga de fundo (m ³) × 1000
Maio	216.940	21.358	1.053	1.529	4.715	24.877
Junho	226.271	15.448	954	1.237	4.666	1.168
Julho	248.031	28.616	457	1.382	4.676	1.255
Agosto	247.650	7.050	268	1.790	4.736	1.174
Setembro	240.704	2.488	307	1.604	4.756	3.380
Outubro	229.894	855	199	2.415	4.806	4.645
Novembro	219.297	337	303	2.459	4.777	4.002
Dezembro	211.827	3.033	438	2.381	4.728	3.831
Janeiro	202.533	1.063	647	2.485	4.746	3.771
Fevereiro	198.710	5.132	1.343	2.201	4.736	3.362
Março	228.007	36.988	1.334	2.173	4.746	2.106
Abril	227.674	47.978	1.106	1.950	4.717	42.750
Vol. Inicial	225.650	-	-	-	-	-
Média	224.795	14.196	701	1.967	4.734	8.027

Tabela 6.5 - Resultados do balanço hídrico no reservatório Carpina na Situação A.

Mês	Volume					
	reservatório (m ³) × 1000	afluente (m ³) × 1000	precipitado (m ³) × 1000	evaporado (m ³) × 1000	tomada d'água (m ³) × 1000	descarga de fundo (m ³) × 1000
Maio	125.359	30.577	1.583	1.517	5.184	0
Junho	100.359	7.907	1.398	1.105	5.184	28.016
Julho	99.978	17.351	663	1.044	5.184	12.167
Agosto	98.184	4.381	379	1.237	5.316	0
Setembro	92.000	2.618	277	1.446	6.337	1.296
Outubro	83.682	1.789	189	1.620	7.379	1.296
Novembro	75.435	1.477	257	1.707	6.980	1.296
Dezembro	67.689	1.581	320	1.542	6.809	1.296
Janeiro	60.333	1.763	395	1.523	6.695	1.296
Fevereiro	54.163	1.711	818	1.218	6.185	1.296
Março	55.396	6.909	898	1.206	5.368	0
Abril	100.409	50.423	1.244	1.441	5.213	0
Vol. Inicial	99.900	-	-	-	-	-
Média	84.415	10.707	702	1.384	5.986	3.997

No reservatório Carpina verifica-se que a demanda fixa mensal de 2 m³/s, destinada ao reforço do abastecimento de água da cidade de Recife é atendida sem falha. A evaporação média mensal no reservatório foi calculada em 1,38 hm³/mês, o que equivale a uma vazão de 0,53 m³/s ou a uma lâmina de evaporação média mensal da ordem de 129,5 mm.

A Tabela 6.6 apresenta as variações de volumes afluentes e demandas anuais atendidas nos reservatórios. A coluna denominada de entrada representa o volume afluente anual adicionado ao volume anual precipitado no reservatório, a coluna denominada de irrigação representa a demanda anual dos perímetros Trapiá e Várzeas/Passira, para Jucazinho e a demanda anual do perímetro de Carpina para o reservatório de Carpina. Já na última coluna, diluição + reg., representa o volume liberado para regularização de água no trecho entre os reservatório de Jucazinho e Carpina, utilizado para operação integrada entre os reservatório e diminuição da concentração de DBO nesse trecho e, para o reservatório de Carpina, representa o volume anual liberado através do descarregador de fundo, com o objetivo de garantir o volume de espera e regularização da vazão no trecho a jusante do reservatório de Carpina.

Tabela 6.6 - Volume afluente e demandas anuais dos reservatórios na Situação A

Reservatório	Entrada (m ³) ×1000	Demanda anual (m ³) ×1000	Distribuição das demandas anual ×1000							
			Abastecimento		Evaporação		Irrigação		Diluição + Reg.	
			(m ³)	%	(m ³)	%	(m ³)	%	(m ³)	%
Jucazinho	178.754	176.730	55.987	31,7	23.606	13,4	19.844	11,2	77.293	43,7
Carpina	136.907	136.399	62.208	45,6	16.605	12,2	9.627	7,1	47.959	35,2

As Figuras 6.2 e 6.3 apresentam as vazões mensais para o abastecimento, evaporação, irrigação e diluição + regularização, em comparação aos volumes afluentes e precipitados diretamente nos reservatórios de Jucazinho e Carpina.

Na Figura 6.2 pode-se ver que, nos meses de setembro a janeiro, a vazão afluente é bem inferior à demanda, mostrando a função do reservatório em armazenar água no período

chuvoso e liberando no período seco. A descarga significativa, observada no mês de abril, se deve ao atendimento do requerimento da sustentabilidade hídrica operacional para o reservatório de Carpina, o que, também, caracteriza a operação integrada entre os reservatórios.

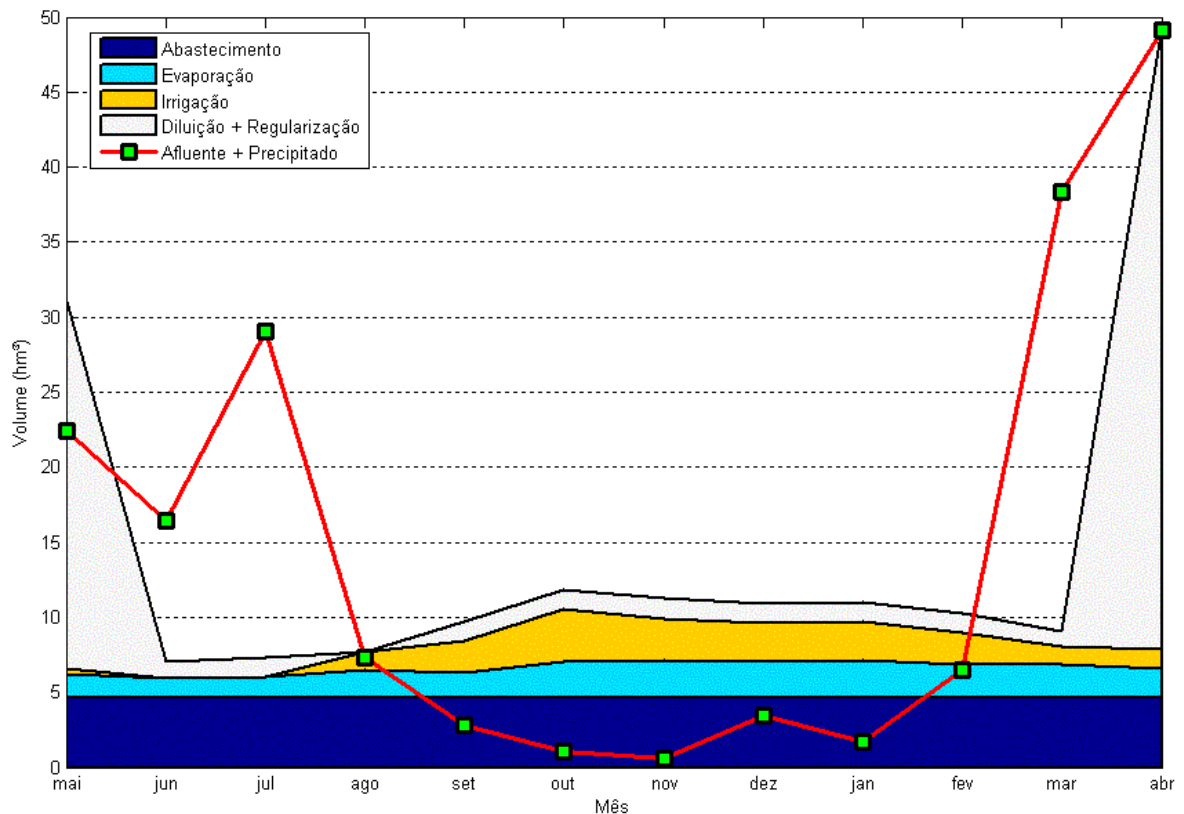


Figura 6.2 – Volume afluente e alocações acumuladas atendidas por Jucazinho na Situação A

Pela Figura 6.3, observa-se que as maiores demandas hídricas para a agricultura irrigada acontecem entre os meses de setembro a fevereiro. Nesse mesmo período, a linha da demanda mensal correspondente ao abastecimento de Recife está situada bem acima da linha das aflúncias recebidas pelo reservatório. Compatível com definições adotadas para o controle de cheias, pode-se observar que os maiores picos de aflúncia mensal ocorrem entre os meses de junho e julho. Diante disso, o modelo impõe descargas significativas ao reservatório Carpina, entre os meses de maio e junho, visando atender a restrição para os

volumes de espera em junho e julho, uma vez obedecidos os demais critérios operacionais estabelecidos.

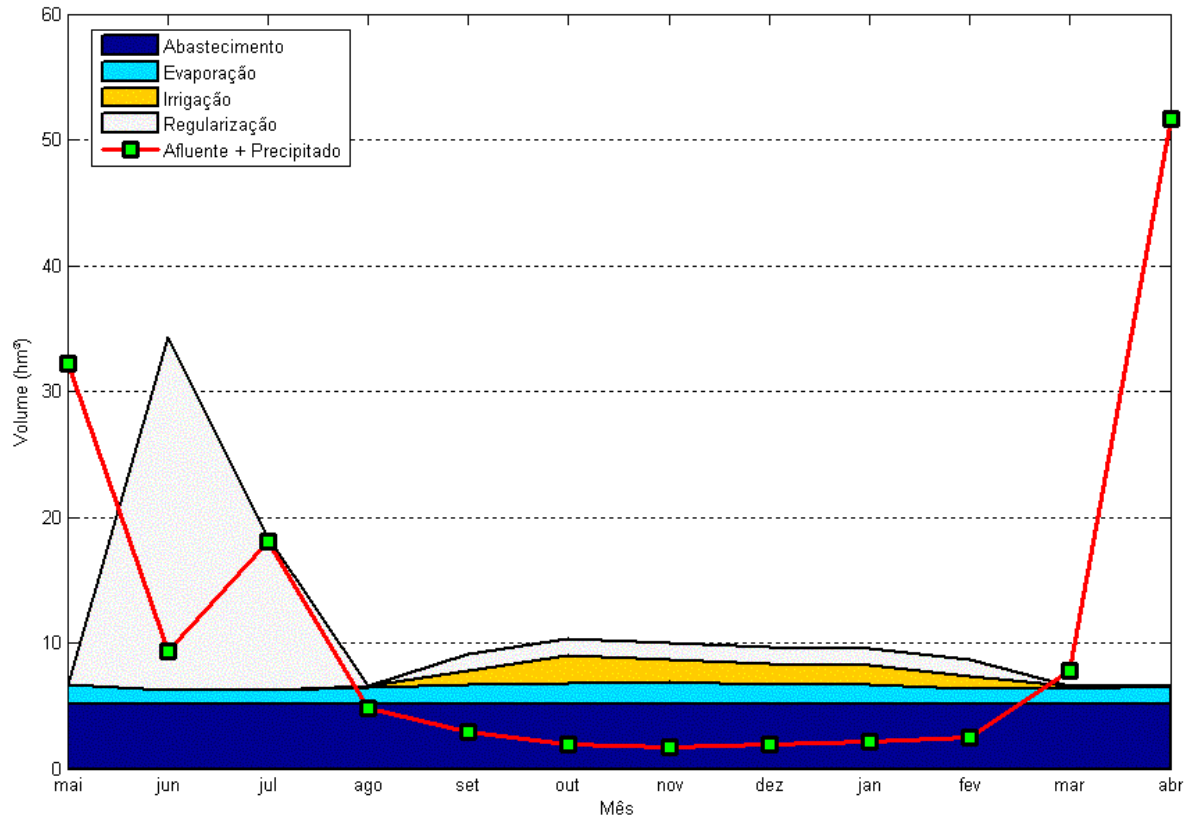


Figura 6.3 – Volume afluente e alocações acumuladas atendidas por Carpina na Situação A

6.2.2 – Resultados da Situação B

Na situação B a única alteração na operação do sistema foi à retirada do aspecto de qualidade de água, ou seja, não se busca o enquadramento ao longo do trecho do rio entre o reservatório de Jucazinho e Carpina.

A Tabela 6.7 apresenta os resultados das concentrações nos cinco nós de controle, situados entre os reservatórios Jucazinho o Carpina, e, também, a concentração da fonte de poluição e do reservatório e o parâmetro de enquadramento dos corpos d'água.

A Tabela 6.8 apresenta as vazões no trecho do rio entre os reservatórios Jucazinho e Carpina. Observa-se que somente nos meses de maio, agosto e abril, nos nós 3 e 4, localizados na cidade de Limoeiro, as concentrações de DBO estão inferiores a 5 mg/l, limite da Classe 2 do enquadramento. Associado as concentrações acima do limite permitido pelo enquadramento, tem-se, no Trecho 2, na maioria dos meses, uma vazão nula, o que não possibilita a diluição de poluentes.

Tabela 6.7 – Concentração de DBO (mg/l) dos nós na situação B

Mês	Fonte	Reservatório	Parâmetro	1	2	3	4	5
Maio	4,670	2,470	5	2,47	1,52	1,64	1,64	1,59
Junho	6,180	2,100	5	2,10	0,00	6,18	6,17	3,61
Julho	5,530	2,250	5	2,25	0,00	5,53	5,53	4,33
Agosto	4,700	2,330	5	2,33	0,00	4,70	4,69	2,20
Setembro	6,000	2,000	5	2,00	0,00	6,00	5,95	1,65
Outubro	6,200	2,070	5	2,07	0,05	6,20	6,06	1,64
Novembro	5,830	2,000	5	2,00	0,02	5,83	5,46	1,54
Dezembro	8,200	2,470	5	2,47	0,02	8,20	7,87	2,17
Janeiro	5,400	2,550	5	2,55	0,01	5,40	5,27	1,43
Fevereiro	13,300	2,200	5	2,20	0,00	13,30	12,93	3,52
Março	6,150	2,400	5	2,40	0,00	6,15	6,14	3,38
Abril	7,800	3,900	5	3,90	2,92	3,14	3,14	3,11

Tabela 6.8 – Vazão nos trechos do rio (m³/s) entre Jucazinho e Carpina na situação B

Mês	Trechos			
	1	2	3	4
Maio	10,048	9,917	11,627	11,630
Junho	0,000	0,000	1,908	1,911
Julho	0,000	0,000	4,561	4,564
Agosto	0,453	0,000	1,239	1,242
Setembro	0,804	0,000	0,372	0,375
Outubro	1,292	0,000	0,137	0,140
Novembro	1,044	0,000	0,048	0,051
Dezembro	0,978	0,000	0,078	0,081
Janeiro	0,955	0,000	0,129	0,132
Fevereiro	0,797	0,000	0,115	0,118
Março	0,427	0,000	1,673	1,676
Abril	16,755	16,295	18,806	18,809
média	2,796	2,184	3,391	3,394

Os volumes mensais armazenados nos reservatórios, os volumes metas mensais e o volume inicial do processo de otimização para os reservatórios Jucazinho e Carpina, estão apresentados na Figura 6.4.

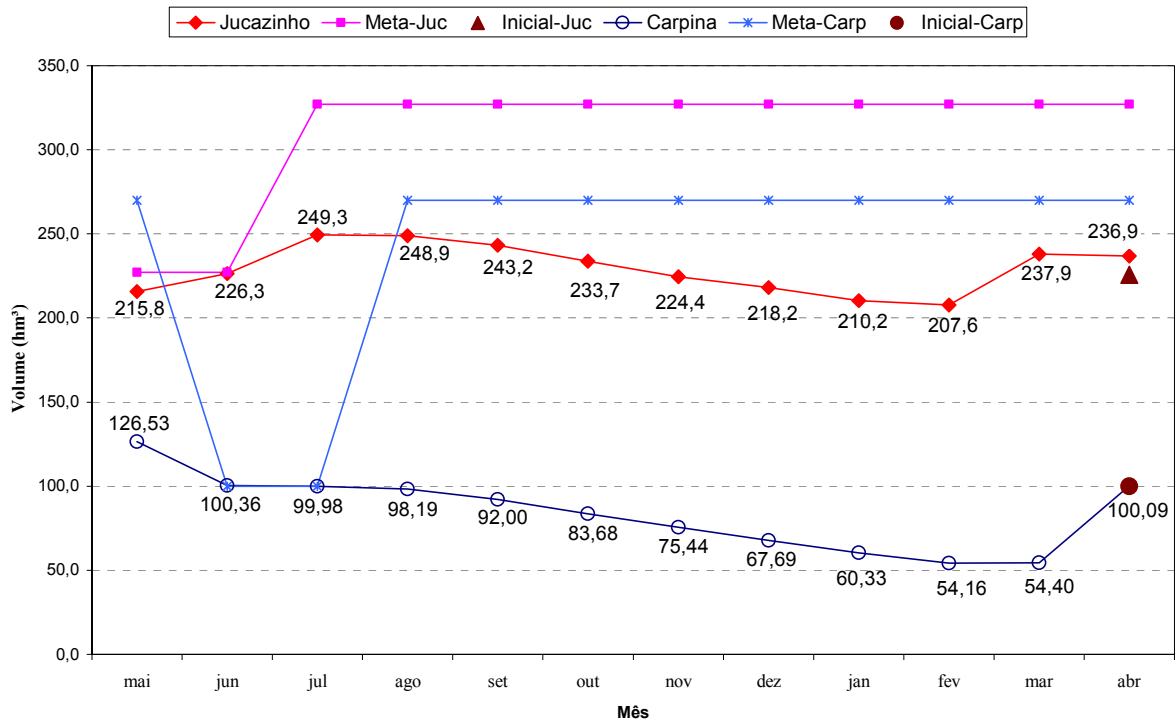


Figura 6.4 - Volumes mensais dos reservatórios na situação B

Os reservatórios apresentaram volumes finais maiores que os volumes iniciais estabelecidos. Os maiores volumes armazenados no reservatório Jucazinho foram observados na maioria dos meses, em comparação a Situação A, com exceção do mês de junho. O reservatório de Carpina teve comportamento semelhante a Situação A.

As Tabelas 6.9 e 6.10 apresentam os resultados do balanço hídrico nos reservatórios Jucazinho e Carpina, respectivamente.

Observa-se na Tabela 6.9 que houve um ligeiro aumento do volume precipitado e evaporado no reservatório Jucazinho, em relação a Situação A, devido ao aumento do volume do reservatório e, conseqüentemente, a área do espelho d'água. Verifica-se, para o reservatório de Jucazinho, que todas as demandas de abastecimento humano, industrial e irrigação foram atendidas. A evaporação média mensal, em relação à situação A, teve um

ligeiro aumento, sendo 2,0 hm³/mês, o que equivale a uma vazão de 0,77 m³/s ou a uma lâmina de evaporação média mensal da ordem de 144 mm.

Tabela 6.9 - Resultados do balanço hídrico mensal no reservatório Jucazinho na Situação B.

Mês	Volume					
	reservatório (m ³) × 1000	afluente (m ³) × 1000	precipitado (m ³) × 1000	evaporado (m ³) × 1000	tomada d'água (m ³) × 1000	descarga de fundo (m ³) × 1000
Maio	215.773	21.358	1.051	1.526	4.715	26.045
Junho	226.273	15.448	951	1.234	4.666	0
Julho	249.286	28.616	457	1.384	4.676	0
Agosto	248.900	7.050	269	1.796	4.736	1.174
Setembro	243.245	2.488	308	1.611	4.756	2.084
Outubro	233.715	855	201	2.432	4.806	3.349
Novembro	224.399	337	305	2.475	4.777	2.706
Dezembro	218.210	3.033	441	2.400	4.728	2.535
Janeiro	210.174	1.063	660	2.538	4.746	2.475
Fevereiro	207.617	5.132	1.390	2.278	4.736	2.066
Março	237.887	36.988	1.374	2.239	4.746	1.107
Abril	236.856	47.978	1.131	1.994	4.717	43.429
Média	229.361	14.196	712	1.992	4.734	7.248

Tabela 6.10 - Resultados do balanço hídrico no reservatório Carpina na Situação B

Mês	Volume					
	reservatório (m ³) × 1000	afluente (m ³) × 1000	precipitado (m ³) × 1000	evaporado (m ³) × 1000	tomada d'água (m ³) × 1000	descarga de fundo (m ³) × 1000
Maio	126.526	31.744	1.590	1.524	5.184	0
Junho	100.360	6.739	1.404	1.109	5.184	28.016
Julho	99.980	16.097	663	1.044	5.184	10.912
Agosto	98.186	4.381	379	1.237	5.316	0
Setembro	92.002	1.322	277	1.446	6.337	0
Outubro	83.684	493	189	1.620	7.379	0
Novembro	75.436	181	257	1.707	6.980	0
Dezembro	67.691	285	320	1.542	6.809	0
Janeiro	60.335	467	395	1.523	6.695	0
Fevereiro	54.165	415	818	1.218	6.185	0
Março	54.399	5.910	898	1.205	5.368	0
Abril	100.092	51.102	1.242	1.439	5.213	0
Média	84.405	9.928	703	1.384	5.986	3.244

A Tabela 6.10 mostra a existência de uma ligeira diminuição na vazão afluente e na descarga de fundo, devido a diminuição da vazão liberada do reservatório de Jucazinho para Carpina e deste para jusante. Já, quanto aos volumes precipitados e evaporados, houve um pequeno aumento, em comparação a Situação A, devido ao aumento do volume armazenado no reservatório e, conseqüentemente, na área do espelho d'água. Todas as demandas mensais, para o reforço do abastecimento de água da cidade de Recife e irrigação, são atendidas. A

evaporação média mensal no reservatório Carpina teve o mesmo comportamento da Situação A.

A Tabela 6.11 apresenta os volumes afluentes e as demandas anuais atendidas pelos reservatórios na Situação B. Nesta tabela, observa-se que houve um sutil aumento, em relação a Situação A, no percentual da distribuição para as demandas de abastecimento, irrigação e evaporação, ou seja, como na situação B a meta de enquadramento não é imposta ao modelo, o volume total alocado diminuiu refletindo na variação na distribuição percentual.

Tabela 6.11 - Volume afluente e demandas anuais dos reservatórios na Situação B

Reservatório	Entrada (m ³) ×1000	Demanda anual (m ³) ×1000	Distribuição das demandas anual ×1000							
			Abastecimento		Evaporação		Irrigação		Diluição + Reg.	
			(m ³)	%	(m ³)	%	(m ³)	%	(m ³)	%
Jucazinho	178.885	167.679	55.987	33,3	23.905	14,3	19.844	11,8	67.942	40,5
Carpina	127.568	127.376	62.208	48,8	16.614	13,0	9.627	7,6	38.928	30,6

As Figuras 6.5 e 6.6 apresentam a distribuição de vazões mensais para o abastecimento, evaporação, irrigação e diluição + regularização, além dos volumes afluentes e precipitados diretamente nos reservatório Jucazinho e Carpina.

Em comparação com a Situação A, observa-se, na Figura 6.5, uma diminuição na vazão de diluição e regularização nos meses de junho a março. Assim, a vazão excedente obtida na situação A se deve ao fato de atender ao requerimento da diluição dos poluentes. A descarga significativa no mês de abril, como na Situação A, se deve ao fato de atender ao requerimento da sustentabilidade hídrica operacional do reservatório de Carpina.

Pela Figura 6.6, observa-se, também, uma diminuição da vazão de regularização nos meses de agosto a março.

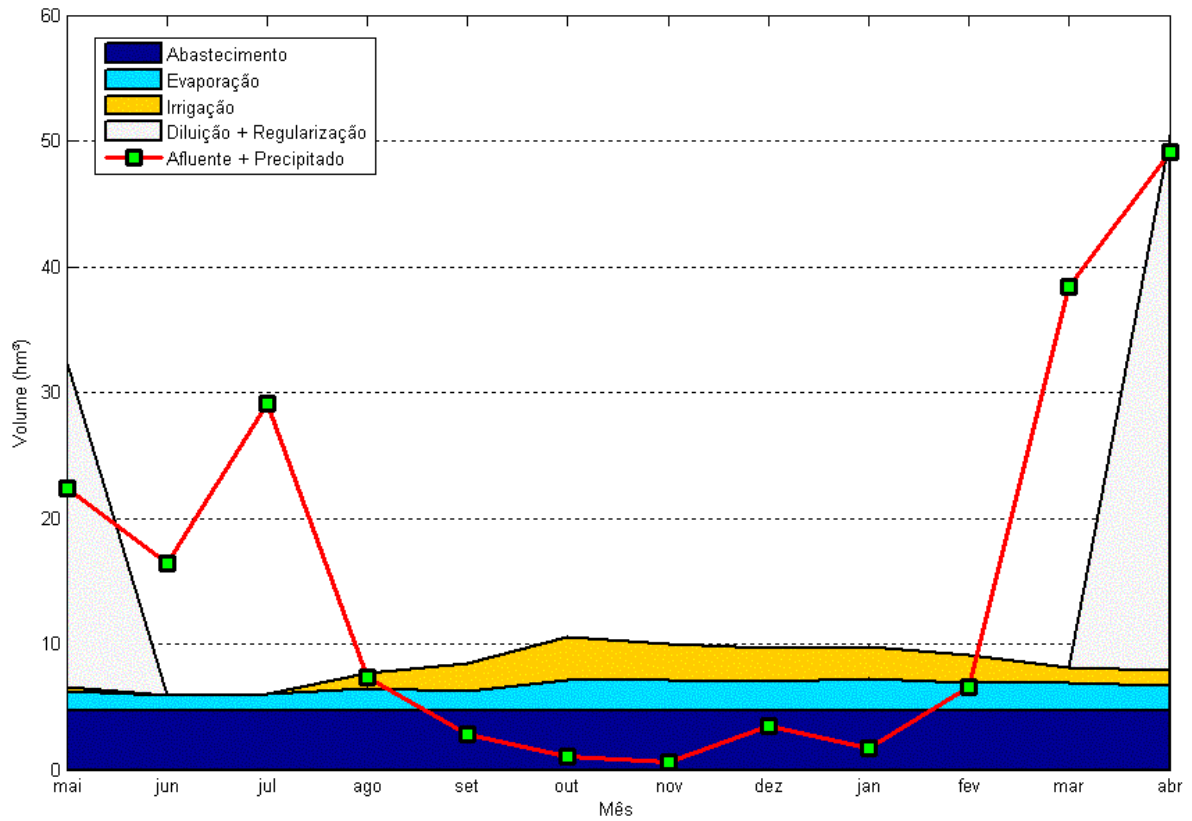


Figura 6.5 – Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Jucazinho na Situação B

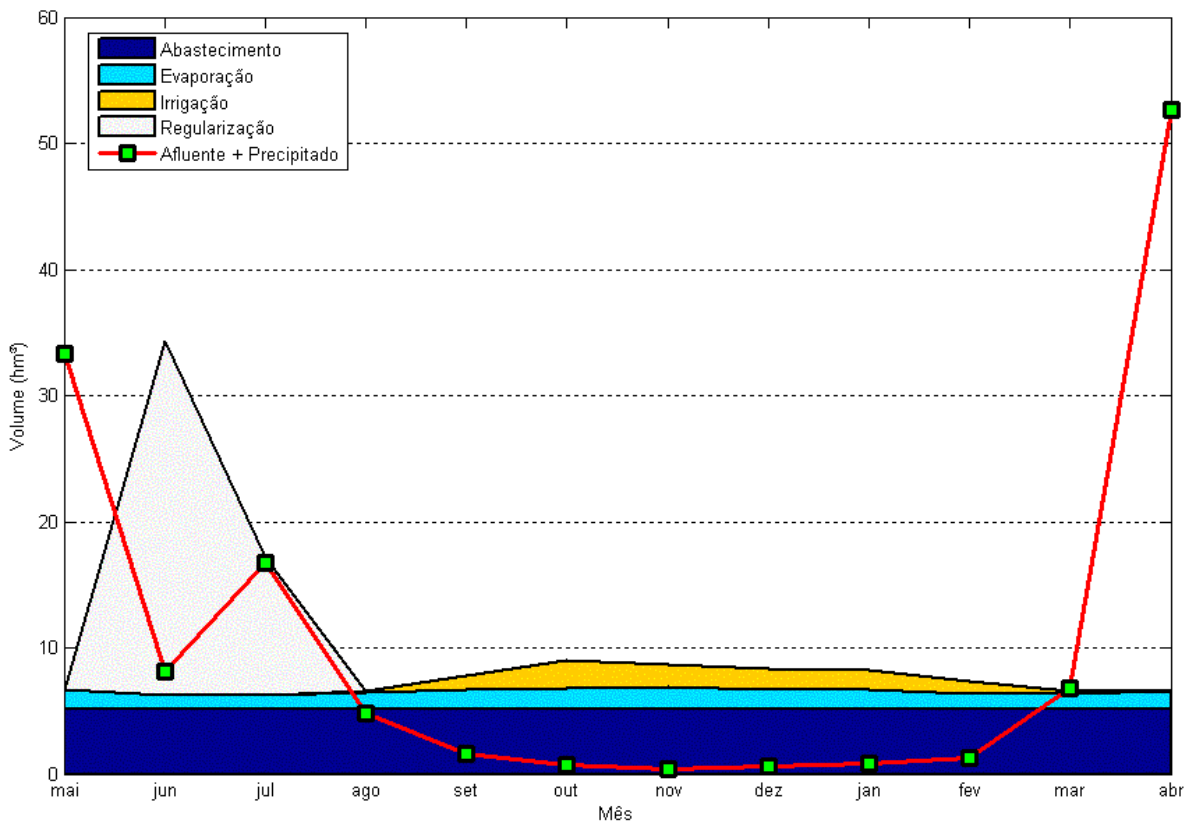


Figura 6.6 – Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Carpina na Situação B

6.2.2 – Resultados da Situação C

Nesta situação C a única alteração na operação do sistema para a Situação A foi a substituição da concentração média de DBO dos reservatórios e das fontes de poluição difusas para suas concentrações históricas máximas de DBO.

A Tabela 6.12 apresenta o resultado encontrado para as concentrações nos cinco nós de controle, situados entre o reservatório de Jucazinho e Carpina, além da concentração da fonte de poluição e do reservatório e o parâmetro de enquadramento dos corpos d'água. Já a Tabela 6.13 apresenta as vazões nos trechos do rio entre os reservatórios Jucazinho e Carpina

Tabela 6.12 – Concentração de DBO (mg/l) dos nós na situação C

Mês	Fonte	Reservatório	Parâmetro	1	2	3	4	5
Maio	6,800	3,400	5	3,40	1,99	2,28	2,28	2,23
Junho	7,300	2,400	5	2,40	0,01	5,00	4,99	3,71
Julho	10,700	3,000	5	3,00	1,49	4,81	4,81	5,00
Agosto	7,100	3,600	5	3,60	0,02	5,00	4,99	3,05
Setembro	7,700	2,000	5	2,00	0,01	3,30	3,29	1,49
Outubro	6,500	2,200	5	2,20	0,00	1,42	1,41	0,58
Novembro	8,500	2,000	5	2,00	0,00	0,79	0,79	0,32
Dezembro	9,200	3,400	5	3,40	0,00	1,28	1,27	0,52
Janeiro	5,600	3,400	5	3,40	0,00	1,17	1,17	0,48
Fevereiro	23,200	2,400	5	2,40	0,05	4,42	4,39	1,80
Março	7,500	3,800	5	3,80	0,08	5,00	4,99	3,59
Abril	16,400	6,500	5	6,50	4,65	5,66	5,66	5,72

Tabela 6.13 – Vazão nos trechos do rio (m³/s) entre Jucazinho e Carpina na situação C

Mês	Trechos			
	1	2	3	4
Maio	9,169	9,038	10,748	10,751
Junho	0,879	0,879	2,787	2,790
Julho	6,991	6,991	11,552	11,555
Agosto	0,974	0,521	1,761	1,764
Setembro	0,990	0,500	0,872	0,875
Outubro	0,500	0,500	0,637	0,640
Novembro	0,500	0,500	0,548	0,551
Dezembro	0,500	0,500	0,578	0,581
Janeiro	0,500	0,500	0,629	0,632
Fevereiro	1,297	0,500	0,614	0,618
Março	1,265	0,838	2,511	2,514
Abril	14,537	14,077	16,588	16,591
média	3,175	2,945	4,152	4,155

Estas tabelas mostram que as concentrações, nos meses de junho, agosto e março nos nós 3 e 4, localizados na cidade de Limoeiro, estão no limite máximo de DBO (5 mg/l), Classe 2 do enquadramento. Nesses meses, as vazões no trecho montante, trecho 2, variam de 0,879 a 0,521 m³/s, acima de 0,5 m³/s, valor utilizado para descarga ecológica da região. No nó 5, nó de entrada da vazão afluyente do reservatório de Carpina, o mês de julho está também no limite máximo de DBO e a vazão liberada do reservatório Jucazinho foi de 6,521 m³/s, caracterizando por uma demanda altíssima para região em estudo.

É interessante notar que, no mês de abril, o limite de enquadramento não foi atendido, pois as vazões afluentes e o volume armazenado no reservatório estão com concentrações acima do enquadramento. Assim, observa-se que o modelo funciona até em condições extremas, de acordo com o princípio estabelecido na sua formulação.

Os volumes mensais armazenados, os volumes metas mensais e os iniciais, para o processo de otimização, dos reservatórios Jucazinho e Carpina estão apresentados na Figura 6.7.

Os reservatórios apresentaram volumes finais maiores que os volumes iniciais estabelecidos. Ocorre, no reservatório Jucazinho, uma diminuição no volume armazenado entre os meses de julho a março, em comparação as Situações A e B, fato justificado pela maior vazão liberada para diluição de poluentes. O reservatório de Carpina teve um aumento no volume armazenado, comparado com a Situação A, componente explicado pela transferência de água do reservatório de Jucazinho.

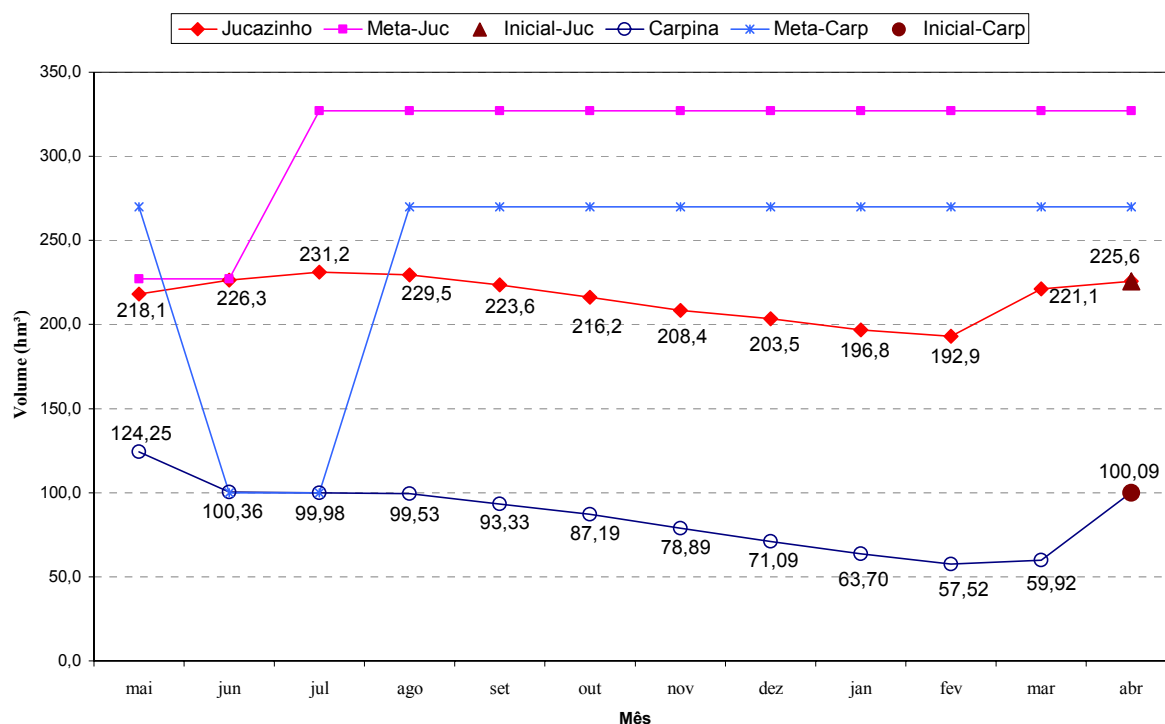


Figura 6.7 - Volumes mensais dos reservatórios na situação C

As Tabelas 6.14 e 6.15 apresentam os resultados do balanço hídrico nos reservatórios Jucazinho e Carpina, respectivamente.

Tabela 6.14 - Resultados do balanço hídrico mensal no reservatório Jucazinho na Situação C.

Mês	Volume					
	reservatório (m³) × 1000	afluente (m³) × 1000	precipitado (m³) × 1000	evaporado (m³) × 1000	tomada d'água (m³) × 1000	descarga de fundo (m³) × 1000
Maio	218.050	21.358	1.056	1.533	4.715	23.766
Junho	226.270	15.448	956	1.240	4.666	2.278
Julho	231.180	28.616	449	1.359	4.676	18.120
Agosto	229.500	7.050	259	1.728	4.736	2.526
Setembro	223.410	2.488	297	1.553	4.756	2.566
Outubro	216.000	855	195	2.359	4.806	1.296
Novembro	208.163	337	295	2.396	4.777	1.296
Dezembro	203.294	3.033	423	2.301	4.728	1.296
Janeiro	196.529	1.063	629	2.415	4.746	1.296
Fevereiro	192.720	5.132	1.320	2.164	4.736	3.362
Março	220.856	36.988	1.316	2.144	4.746	3.279
Abril	225.600	47.978	1.095	1.930	4.717	37.681
Média	215.964	14.196	691	1.927	4.734	8.230

Nota-se, pelos dados apresentados na Tabela 6.14, que houve uma diminuição nos volumes precipitados e evaporados no reservatório Jucazinho, em comparação as Situações A

e B, devido à diminuição do volume do reservatório, por causa de um maior requerimento de água para a diluição de poluentes. A evaporação média mensal, em relação à Situação A e B, teve uma ligeira diminuição, sendo 1,93 hm³/mês, o que equivale a uma vazão de 0,74 m³/s ou a uma lâmina de evaporação média mensal da ordem de 145 mm.

Tabela 6.15 - Resultados do balanço hídrico no reservatório Carpina na Situação C.

Mês	Volume					
	reservatório (m ³) × 1000	afluente (m ³) × 1000	precipitado (m ³) × 1000	evaporado (m ³) × 1000	tomada d'água (m ³) × 1000	descarga de fundo (m ³) × 1000
Maio	124.248	29.466	1.576	1.511	5.184	0
Junho	100.357	9.018	1.392	1.100	5.184	28.016
Julho	99.976	34.217	663	1.044	5.184	29.033
Agosto	99.528	5.732	381	1.245	5.316	0
Setembro	93.333	2.618	280	1.461	6.337	1.296
Outubro	87.192	1.789	192	1.641	5.184	1.296
Novembro	78.894	1.477	266	1.764	6.980	1.296
Dezembro	71.091	1.581	335	1.615	6.809	1.296
Janeiro	63.697	1.763	408	1.573	6.695	1.296
Fevereiro	57.522	1.711	830	1.236	6.185	1.296
Março	59.923	8.082	913	1.226	5.368	0
Abril	99.864	45.353	1.254	1.453	5.213	0
Média	86.302	11.900	708	1.406	5.803	5.402

A Tabela 6.15 mostra um aumento na vazão afluente por causa do aumento da vazão liberada do reservatório de Jucazinho para Carpina; também ocorreu o aumento de vazão na descarga de fundo por causa da grande transferência de água de Jucazinho no mês de julho e a garantia do volume de espera. Já os volumes precipitados e evaporados sofreram um pequeno aumento, em comparação a Situação A e B, devido ao aumento do volume do reservatório e, conseqüentemente, a área do espelho d'água. Verifica-se uma diminuição na vazão retirada pela tomada d'água, indicando que a demanda de irrigação de Carpina e/ou reforço para cidade de Recife não foram atendidas. A evaporação média mensal, em relação à situação A e B, teve um aumento, sendo 1,41 hm³/mês, o que equivale a uma vazão de 0,54 m³/s ou a uma lâmina de evaporação média mensal da ordem de 130 mm.

A Tabela 6.16 apresenta a distribuição anual de volumes afluentes e de demandas atendidas pelos reservatórios na Situação C. Nesta situação a demanda hídrica de

abastecimento permaneceu constante nos dois reservatórios, ou seja, tiveram sua garantia mantida, que é estabelecida pela máxima prioridade atribuída a ela. O atendimento ao requerimento hídrico do perímetro irrigado decresceu, em comparação com as Situações A e B, evidenciando falha no atendimento, demonstrado na Figura 6.8.

Tabela 6.16 - Volume afluente e demandas anuais dos reservatórios na Situação C

Reservatório	Entrada (m ³) × 1000	Demanda anual (m ³) × 1000	Distribuição das demandas anual × 1000							
			Abastecimento		Evaporação		Irrigação		Diluição + Reg.	
			(m ³)	%	(m ³)	%	(m ³)	%	(m ³)	%
Jucazinho	178.634	178.684	55.987	31,3	23.119	12,9	13.065	7,3	86.514	48,4
Carpina	151.298	151.333	62.208	41,1	16.869	11,1	7.431	4,9	64.825	42,8

A Figura 6.8 mostra as falhas no atendimento da demanda do perímetro irrigado, nos perímetros de Várzea e Passira, nos mês de setembro a janeiro. A falha total, nos meses de falha, só não ocorreu no mês de setembro. No perímetro irrigado de Carpina a falha incide no mês de outubro, período de baixa pluviometria e maior demanda hídrica ao reservatório.

Na Figura 6.9 e 6.10 apresentam a distribuição de vazão mensal para o abastecimento, evaporação, irrigação e diluição + regularização, além dos volumes afluente e precipitado diretamente nos reservatórios Jucazinho e Carpina.

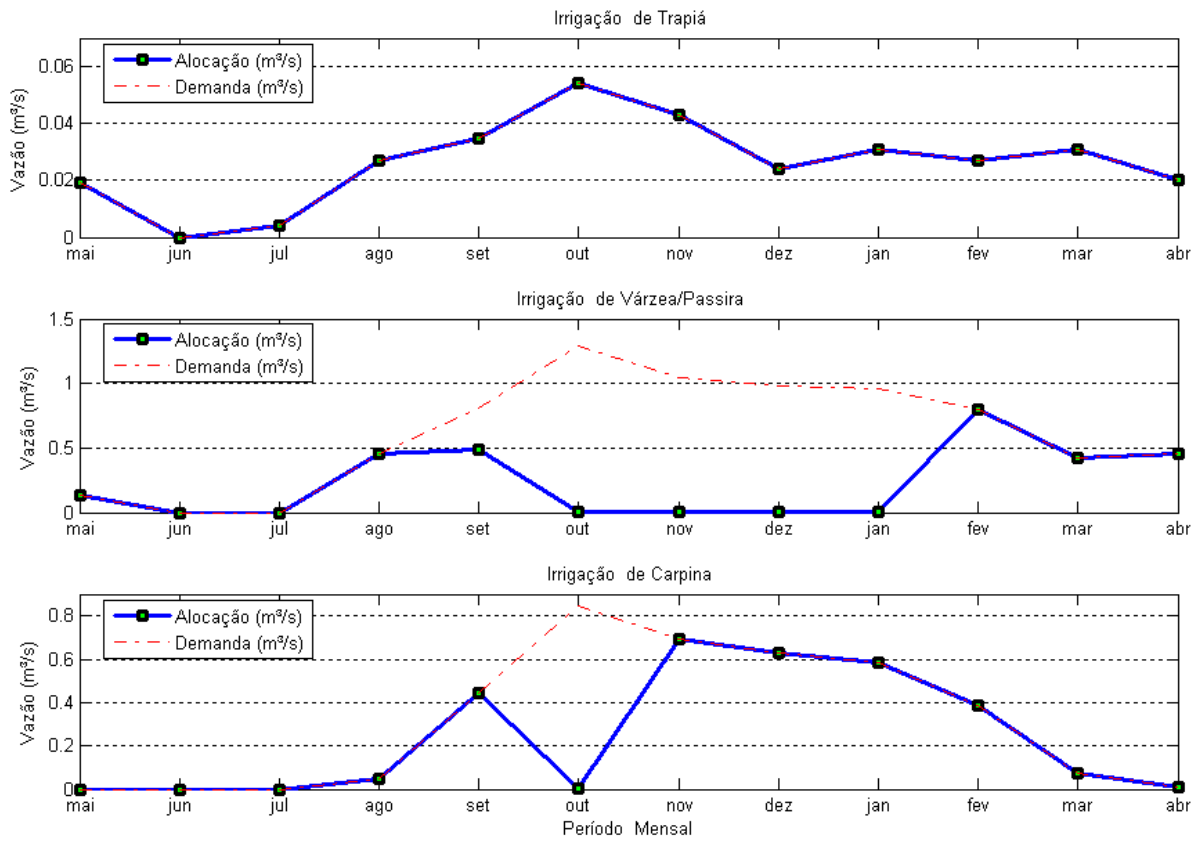


Figura 6.8 – Vazões alocadas para os perímetros irrigados na Situação C

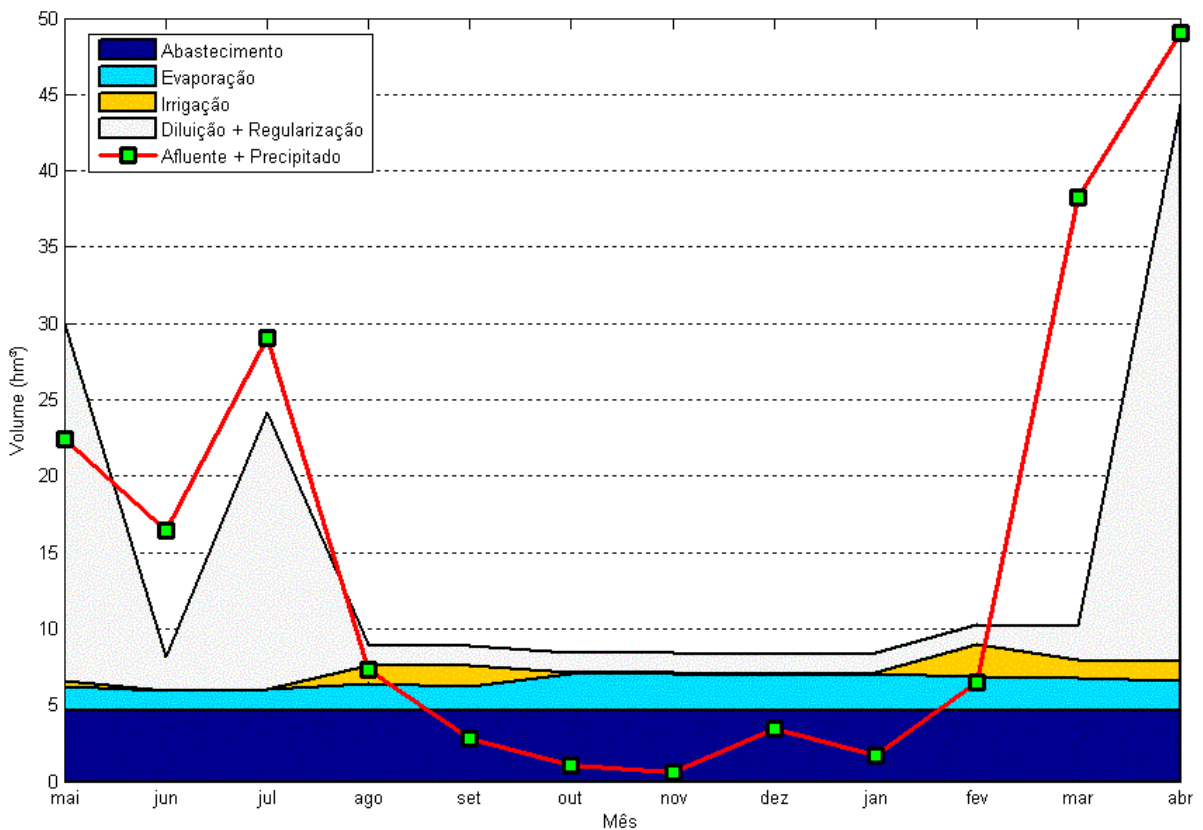


Figura 6.9 – Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Jucazinho na Situação C

Observa-se, na Figura 6.9, um aumento na vazão de diluição e regularização, em comparação com a Situação A e B, pois as concentrações de DBO da fonte de poluição e do reservatório, nesta Situação, são máximas. Nos meses de outubro e novembro, as vazões alocadas para diluição da concentração de DBO foram superiores as descargas ecológicas mínimas para o reservatório de Jucazinho ($0,5 \text{ m}^3/\text{s}$). Assim, em meses de baixa pluviometria, pode ocorrer o inverso entre precipitação e demanda hídrica ambiental, ou seja, baixa precipitação e alta demanda ambiental. Ainda verifica-se uma redução na alocação de água para os perímetros irrigados de Várzeas/Passira.

Na Figura 6.10 nota-se a diminuição do volume de água alocado para a irrigação e um aumento no volume de entrada ao reservatório de Carpina, visto que ocorreu uma maior transferência de água do reservatório Jucazinho.

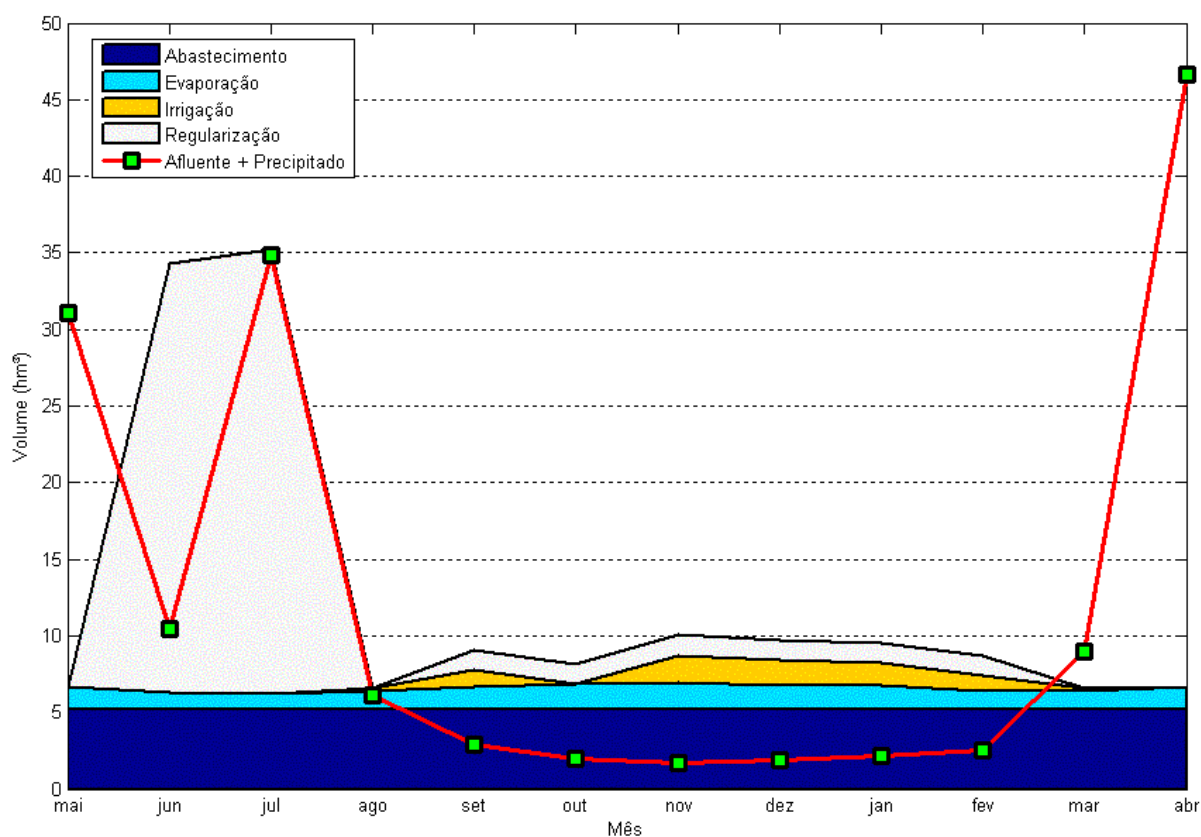


Figura 6.10 – Volumes afluentes e alocações acumuladas atendidas por Carpina na Situação C

7 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 – Conclusões sobre o Modelo

O atual trabalho apresentou o modelo **META-F** para analisar a alocação mensal da água no planejamento e operação de sistemas de recursos hídricos, levando em consideração requerimentos de qualidade de água, com base em um modelo de Programação Linear Seqüencial, que tem como função objetivo valores meta e utiliza-se de aproximações lineares para descrever as não-linearidades intrínsecas do problema. Por conseguinte, o modelo é classificado como determinístico, concentrado, discreto, conceitual, não-linear e de otimização. Este modelo serve para dar suporte ao planejamento de estratégias decisórias para regras de operação ótima de reservatórios associado a diminuição da poluição fluvial, podendo ser facilmente adaptado para uso em outros sistemas hídricos de qualquer região.

O **META-F** é um modelo unidimensional que tem como base a equação de Streeter-Phelps para incorporar a autodepuração de DBO em leitos de rios e calcular sua concentração em nós de controle. Por se tratar de um modelo de base mensal e de cobertura de longas distâncias, o uso de valores médios é requerido para a análise de sistemas de recursos hídricos, sendo desnecessário o uso ou estabelecimento de zonas de autodepuração. Apesar das muitas simplificações do modelo, incluindo a mistura instantânea de DBO e velocidade constante entre nós de controle (morfologia do leito do rio constante), este se reveste de importância ao planejamento de sistemas de recursos hídricos que requerem estimativas de regras operacionais que visem estabelecer o enquadramento das águas em nós de controle e da definição de

metodologias computacionais eficientes que podem ser expandidas para incorporar novos poluentes.

Este modelo, portanto, atende aos objetivos específicos desta dissertação, ou seja, mostrar a viabilidade da otimização da alocação de água das demandas com requerimentos quali-quantitativos por modelagem integrada e holística (integrar vários tipos de demandas com variação espacial e temporal); incorporar à política de operação de reservatório a proteção e aumento da qualidade das águas fluviais; obter uma representação matemática das não linearidades de seus componentes que pudesse se adequar a solução numérica via programação linear seqüencial e representar as limitações físicas e operacionais dos reservatórios e de outros componentes do sistema.

A viabilidade da otimização integrada e holística, para atendimento das demandas hídricas sob requerimentos quali-quantitativos ficou demonstrada através da aplicação do modelo **META-F** a um problema real. Desta forma, foi incorporado a proteção e aumento da qualidade das águas fluviais à política de operação de reservatório. Pode-se, neste caso, fazer uso deste para determinar regras operacionais para o reservatório que atuem como uma medida paliativa, na falta de maiores ações (como a redução da carga poluidora lançada nos leitos de rios). Foi possível, no exemplo de aplicação do modelo, mostrar a violação do enquadramento quando as condições operacionais do sistema não foram apropriadas. Assim, os resultados obtidos mostram que há vantagens evidentes na utilização deste modelo na operação de reservatórios com usos múltiplos.

A compreensão integrada de aspectos físicos que envolvem um complexo conjunto de fatores naturais e antrópicos, que interagem continuamente na determinação da qualidade das águas em uma bacia hidrográfica, pode ser analisada no **META-F**. Por conseguinte, este modelo pode ser uma boa alternativa, por proporcionar uma nova oportunidade para o conhecimento articulado de ações e reações, particularmente para

representar aspectos que, em geral, são dificilmente capturados em outras ferramentas de modelagem, como explicações causais ou informações incompletas e esparsas, contrapondo-se com as metodologias de tentativa e erro.

O método dos pontos interiores mostrou-se bastante eficiente para aplicação conjunta por técnicas de programação por aproximações lineares, sendo este o principal desafio da linearização da solução do sistema, devido ao caráter das variáveis não separáveis no balanço de massa para a qualidade das águas. Deste modo, a PL é perfeitamente aplicável a sistemas de recursos hídricos extremamente complexos, sendo possível utilizar outras funções objetivo, até mesmo mais complexas que as propostas neste trabalho.

Por fim, tenta-se dar uma resposta a reclamações da diversidade da modelagem de qualidade e quantidade da água em sistema de otimização através da apresentação e uso de formulações simples, mas não simplista, para ser aplicada na fase de planejamento da operação estratégica do sistema de reservatórios.

7.2 – Conclusões sobre o problema de teste

O presente trabalho tem outras limitações quanto ao problema de teste que, também, devem ser consideradas, principalmente no que concerne a disponibilidade de dados. Uma delas é quanto a utilização de somente três anos de séries históricas de concentração de DBO, o que implicou na não realização de análises para cenários hidroclimáticos seco e chuvoso, uma vez que necessitar-se-ia de séries consistentes e coincidentes (afluxos e concentrações).

Além disso, para suprir a falta de disponibilidade de dados de concentrações de DBO no reservatório Jucazinho, durante a execução deste trabalho, utilizou-se dados do

reservatório Tapacurá tendo como base a similaridade dos índices IQA dos dois reservatórios. Deve-se, ainda, ressaltar que os resultados não definem o enquadramento das águas fluviais nos pontos de controle, por realizar a análise somente de um dos seus importantes constituintes, o DBO.

No entanto, apesar de ter sido testado apenas o cenário hidrológico normal e o constituinte DBO, o **META-F** permite a realização de análises para variados cenários climáticos, seja em condições seca ou chuvosa, e incorporar novos constituintes, sendo capaz de calcular a política ótima para qualquer nova condição de trabalho que venha a ser estabelecida para o sistema hídrico Jucazinho-Carpina.

Para a situação climática média considerada, que subentende um prognóstico de longo termo para o sistema hídrico, conferiu-se como prioritário o abastecimento d'água das populações e os resultados mostram que é possível assegurar os suprimentos da vazão de projeto de $1,80 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, referida ao sistema adutor de Jucazinho, e de uma vazão de $2,00 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, destinada ao reforço do abastecimento de Recife, essa factível de ser derivada a partir do reservatório Carpina, desde que ali seja permitido acumular um volume de 100 hm^3 de água.

Observa-se, também, que a diferença dos volumes alocados nas situações A e B enfatiza a necessidade do estabelecimento de uma política integrada sob o aspecto de qualidade e quantidade da água. Logo, num possível processo de outorga com requerimentos ambientais, sob o ponto de vista ecológico e sanitário, para essa região, não pode ser concebida simplesmente por determinação de vazão de descarga ecológica como sendo fixa.

Com a otimização sendo feita de forma global, é verificado um ganho em termos de volume total disponível no sistema. Além disso, através do modelo, consegue-se distribuir melhor os déficits de atendimento das demandas. Na situação C, verifica-se

falhas no atendimento, onde a alta demanda de diluição de poluentes, no mês de julho proporcionou déficits somente na demanda de irrigação. Assim, os atendimentos das demandas de abastecimento humano e enquadramento são satisfatórios e o volume excedente é mantido nos reservatórios do sistema.

O volume de água utilizado na situação C foi maior que nas demais, mostrando-se que a variação nos níveis de poluição no sistema pode ser absorvida desde que seja feito, no mínimo, uma reavaliação das demandas de irrigação. Assim, o **META-F** gera subsídios metodológicos para escolha de políticas operacionais que possam melhorar a eficiência do uso da água e minimizando problemas peculiares de déficit hídrico e os possíveis conflitos de uso quali-quantitativo da água.

De acordo com os resultados, a condição média de poluição do sistema Jucazinho-Carpina é capaz de ser diluída apropriadamente. Portanto, nesta aplicação, a operação de reservatório pode se transformar em uma medida paliativa para diminuição da poluição fluvial no sistema Jucazinho-Carpina.

7.3 – Recomendações

Os resultados do modelo META-F podem ser melhorados se considerar, além de outras:

- A inclusão da modelagem unidimensional dos reservatórios, visando uma melhor representação da qualidade da água no barramento de jusante e, por conseguinte, nos trechos jusantes aos reservatórios;
- A inclusão da modelagem de outros parâmetros de qualidade das águas, tais como coliformes fecais, fósforo, nitrogênio e sedimentos;

- A consideração do efeito de acumulação de poluentes na superfície da bacia em períodos sem chuva e, também, a lavagem e carreamento destes poluentes no primeiro evento de escoamento superficial;
- A integração do **META-F** com modelos hidro-agrícolas, como ORNAP e CISDERGO, para dimensionamento conjunto de áreas agrícolas e diminuição da poluição hídrica;
- A comparação do **META-F** com outras regras operacionais como, por exemplo, os obtidos via programação linear padrão ou simples simulação;
- A elaboração e implementação de um projeto de monitoramento que produzisse séries de concentração de alguns parâmetros de qualidade das águas com maior periodicidade;
- O tratamento das incertezas dos dados de qualidade das águas por técnicas de geração de cargas de poluentes e dados monitorados;
- A incorporação de lucros econômicos promovidos pela redução de custo do tratamento de água em sistemas de abastecimento com reuso indireto da água;
- O processo de linearização da função objetivo, apesar dos resultados neste trabalho terem sido satisfatórios, se mostra como uma ferramenta poderosa, sendo expansível para incorporar outras modelagens. Esta técnica necessita ser desenvolvida para que o resultado seja mais próximo do original, eliminando perturbações causadas pela linearização; e
- O estudo de otimização para operação de sistemas utilizando funções objetivo diversas, tal como lucratividade da piscicultura, geração da mão de obra, receita líquida, etc.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

- ALBERTIN, L. L.; MAUAD, F. F.; DANIEL, L. A. (2006). Uso de Simulação para Planejamento de um Sistema Hídrico: Estudo de Caso Qualitativo e Quantitativo. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Vol. 11 n. 4, Out/Dez 2006. p 209-219.
- ALBUQUERQUE, A. S. O., ANDRADE, P. R. G. S., CURI, R. C., CURI, W. F. (2003a). Uma Análise da Operação de um Sistema de Cinco Reservatórios do Alto Capibaribe, Pernambuco. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Curitiba. CD-ROM
- ALBUQUERQUE, A. S. O., ANDRADE, P. R. G. S., CURI, R. C., CURI, W. F. (2003b). Uma Análise da Operação de um Sistema de Cinco Reservatórios do Alto Capibaribe, Pernambuco. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Curitiba. CD-ROM
- ALBUQUERQUE, A. S. O., FARIAS, S. R. A., CURI, R. C., CURI, W. F. (2003a). Avaliação do Potencial de Atendimento de uma Área Passível de Irrigação de 10 000 ha pelo Reservatório de Jataúba - PE. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Curitiba. CD-ROM.
- ALCOFORADO, R. G.; CIRILO, J. A. (2001). Sistema de Suporte à Decisão para Análise, Previsão e Controle de Inundações. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Volume 6 n.4 Out/Dez, 133-153
- ALMEIDA, C. N.; ALBUQUERQUE, D. J. S.; PAIVA, A. E. D. B. (1999). SAPO – Um Sistema de Apoio ao Planejamento e Gerenciamento dos Recursos Hídricos. In: XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. ABRH. Anais. Belo Horizonte, MG. CD-ROM.
- ALMEIDA, M. A., CURI, R. C., CURI, W. F. (2001). Estimativa de Variações no Desempenho Otimizado de um Sistema Hídrico para o Semi-Árido Paraibano para

Diferentes Cenários Climáticos, Fontes Hídricas e de Funções Objetivo. In: Anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM.

ANDRADE, P. R. G. S. (2006). Estudo para Alocação Ótima das Águas de um Sistema de Reservatórios em Série e em Paralelo, para Usos e Objetivos Múltiplos, Na Bacia do Rio Capibaribe. Tese de Doutorado. Programa de Doutorado em Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande. p. 220.

ANDRADE, P. R. G. S., CURI, W. F., CURI, R. C. (2001). Manejo de água de chuva sob a ótica da operação de múltiplos reservatórios para atendimento de demandas hídricas de bacias. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Captação de Água de Chuva no Semi-Árido. Campina Grande - PB.

ANDRADE, P. R. G. S., CURI, W. F., CURI, R. C. (2002a). ORNAP na Otimização d Receita de Três Perímetros Irrigados Abastecidos por Dois Reservatórios Conectados em Série. Revista Engenharia Agrícola, v. 22, n. 1, p. 22-32.

ANDRADE, P. R. G. S., CURI, W. F., CURI, R. C. (2002b). Uma contribuição ao estudo da operação conjunta ótima de reservatórios e áreas irrigáveis na escala de bacia hidrográfica. Anais do Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola. Salvador-BA.

ANDRADE, P. R. G. S., CURI, W. F., CURI, R. C. (2002c). Alocação ótima de recursos de água associada à operação integrada de reservatórios de usos múltiplos: uma avaliação de alternativa para reforço do abastecimento de Recife. Anais do Seminário “Planejamento, Projeto e Operação de Redes de Abastecimento de Água: O Estado da Arte e Questões Avançadas”. João Pessoa - PB.

ARCHIBALD, T. W.; MCKINNON, K. I. M.; THOMAS, L. C. (1997). An aggregate stochastic dynamic programming model of multireservoir systems. Water Resources Research. v. 33, n. 2, p. 333-340.

- ASFORA, M. C.; CIRILO, J. A. (2005). Reservatório de regularização alocação de água para usos múltiplos com diferentes garantias. REGA – Revista de Gestão das Águas da América Latina. ISSN 1806 – 4051. Vol. 2, no. 2 (jul./dez.), Porto Alegre- RS-Brasil. pp. 27 – 38.
- AZEVEDO, L. G. T.; PORTO, R. L. L.; PORTO, M. (1998). Sistema de Apoio à Decisão para o Gerenciamento Integrado de Quantidade e Qualidade da água: Metodologia e Estudo de Caso. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.3, n. 1, p. 21-51.
- AZEVEDO, L. G. T.; PORTO, R. L.; FILHO, K. Z. (2002). Modelos de Simulação e de Redes de Fluxo. In: Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos. 2ª Edição. Porto Alegre: Editora da Universidade / UFRGS : ABRH. p.164-237.
- BARBOSA, D. L.; CURI, R. C.; CURI, W. F. (2001). Um Estudo de Caso da Operação Integrada Ótima de Três Reservatórios em Paralelo com Usos Múltiplos. In: Anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM.
- BARROS, M. T. L. (1997). A programação dinâmica aplicada à engenharia de recursos hídricos In: Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídricos. Editora da Universidade/UFRGS–ABRH. Porto Alegre, pp. 239 - 277.
- BECKER, L.; YEH, W. (1974). Optimization of real time operation of multiple reservoir systems. Water Resources Research, v. 10, n. 6, p. 1107-1112.
- BLUM, J. R. C. (2003).Cap. 5. Critérios e padrões de qualidade da água. . Org: Mancuso, P. C. S.; Santos, H. F. In: Reúso da Água editor Manole – Barueri, SP, Brasil. p. 125- 232
- BRAGA J. R.; YEH, W.; BECKER, L.; BARROS, M. T. L. (1991). Stochastic optimization of multiple reservoir-system operation. Journal of Water Resources Planning and Management, [S.l.], v. 117, n. 4, p. 471-481, july/aug.

- BRAGA, B. P. F. (1987). Técnicas de Otimização e Simulação Aplicadas em Sistemas de Recursos Hídricos. In: Modelos para o Gerenciamento de Recursos Hídricos. NOBEL/ABRH. São Paulo, p. 427-518.
- BRAGA, B. P. F.; BARBOSA, P. S. F. (1987). Otimização da operação em tempo real de um sistema de reservatórios múltiplos. Revista Latina-Americana de Hidráulica, v. 1, n. 1, p. 105-120, São Paulo.
- BRAGA, R. A. P.; GUSMÃO, P. T. de; MESEL, M. S. (2006). A Poluição do Rio Tapacurá: Conseqüências e Alternativas. Recife: Ed. Universitária da UFPE. p. 30.
- BRASIL (2005a): Programa de Modernização do Setor de Saneamento. Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento: visão geral da prestação dos serviços de água e esgotos – 2004. Brasília: MCIDADES.SNSA. p. 160.
- BRASIL. (2005b). Resolução CONAMA nº 357 de 17 de Março de 2005. Dispõe sobre a classificação e diretrizes ambientais para o enquadramento dos corpos de água superficiais, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes.
- CAI, X.; MCKINNEY, D.C.; LASDON, L.S. (2001). Piece-by-piece approach to solving large nonlinear water resources management models. Journal of Water Resources Planning and Management, p.363-368.
- CASAGRANDE, C. A.; MOURA, J. M. S.; TOLEDO, A. M. A.; ANTUNES, P. M.; LUCAS, A. A. T.; PINAZZA, E.; COGO, M.; MARTINELLI, L. A. (2006). Efeitos Naturais e Antrópicos nas Alterações dos Teores de Oxigênio Dissolvido: Um Comparação Entre as Bacias do Rio Amazonas e Piracicaba. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 11 n.4 Out/Dez, 221-231.
- CELESTE, A. B., CURI, W. F., CURI, R. C. (2004). Otimização de Modelagens de Alternativas de Esvaziamento de um Sistema de Reservatórios na Bacia do Rio Piancó. In: VII Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste. São Luís. CD-ROM

- CENSO 2000. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE. Disponível em:
<http://www.ibge.gov.br/censo>. Data da consulta: 12/05/2006.
- CIRILO, J. A. (1997). Capítulo 6 - Programação não linear aplicada a recursos hídricos. In:
Técnicas quantitativas para o gerenciamento de recursos hídricos. Org: PORTO, R. L. L.
Editora da Universidade Federal do rio Grande do Sul/UFRGS - ABRH. Porto Alegre,
pp. 305 - 359.
- COOMES, R.T. (1979). Regulation of Arkansas Basin Reservoir. The National Workshop on
Reservoirs Systems Operations, University Of Colorado, Boulder, Colorado, p. 254-265.
- CORDEIRO NETTO, O. M.; BALTAR, A. M.; PIMENTEL, C. E. B. (1999). Critérios para
Outorga de uso da água para irrigação: o caso da bacia do Rio Preto no Distrito Federal
– Brasil. In: Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial
Potuguesa. Coimbra. Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, CD-ROM.
- COTTLE, Richard W. (2005). George B. Dantzig: Operations Research Icon. Operations
Research Vol. 53, No. 6, Novembro-December, pp.892-898.
- CUNHA, R. G. L. (1999). Operação Integrada do Reservatório Engenheiro Arco Verde,
Poços Amazonas e Perímetro Irrigado de Condado – PB, Utilizando-se de Programação
Linear. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental.
112p. Dissertação de Mestrado.
- CURI, R. C.; CURI, W. F.; OLIVEIRA, M. B. A. (2004). Análise de Alterações na Receita
Líquida de um Perímetro Irrigado no Semi-árido sob Condições de Variações Hídricas e
Econômicas. Revista Brasileira de Recursos Hídricos. vol. 9, n. 3, p. 39-53.
- CURI, W. F e CURI, R.C. (2001a). CISDERGO – Cropping and Irrigation System Design
with Reservoir and Groundwater Optimal Operation. In: Anais do XIV Simpósio
Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM.

- CURI, W. F.; CURI, R. C. (2005a). Nota de Aula: Cap. 1. Planejamento do uso da água.
Disciplina: Análise de Sistêmica de Recursos Hídricos. Programa de Pós-Graduação em Eng.Civil e Ambiental da UFCG. p. 1-49.
- CURI, W. F.; CURI, R. C. (2005b). Nota de Aula: Cap. 2. Introdução a Otimização.
Disciplina: Análise de Sistêmica de Recursos Hídricos. Programa de Pós-Graduação em Eng.Civil e Ambiental da UFCG. p. 1-67.
- CURI, W. F.; CURI, R.C. (2001b). ORNAP - Optimal Reservoir Network Analysis Program.
In: Anais do XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS-DNOCS (1992).
Estudo de Impacto Ambiental do Açude Público Jucazinho. Volume I. 321p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS-DNOCS (1992).
Projeto Básico Barragem Jucazinho - Estudos Hidrológicos. 3ª DR.
- EIGER, Sérgio. (2003a) Capítulo 6. Transporte de poluentes em meios aquáticos: aspectos conceituais e de modelagem. Org: Mancuso, P. C. S.; e Santos, H. F. dos.; In: Reúso de Água. Barueri, SP: Manole p. 175-231.
- EIGER, Sérgio. (2003b) Capítulo 7. Autodepuração dos cursos d'água. Org: Mancuso, P. C. S.; e Santos, H. F. dos.; In: Reúso de Água. Barueri, SP: Manole p. 232-260.
- ESTEVEZ, F. A. (1998) Fundamentos de Limnologia. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, p. 575.
- EVANSON, D. E.; MOSELEY, J. C. (1970). Simulation/Optimization Techniques for Multi-Basin Water Resource Planning. Water Resource Bulletin, vol. 6, n.5, p. 125-736.
- FIRMINO, Mosefran B. M. ; SANTOS, Valterlin S ; VIEIRA, Allan S ; CURI, Wilson Fadlo ; CURI, Rosires Catão . OPERAÇÃO DE RESERVATÓRIO INCLUINDO DILUIÇÃO DE POLUENTES INDUSTRIAIS EM RIO: SIMULAÇÃO NO RIO CAPIBARIBE -

- PE. In: Operação de reservatório incluindo diluição de poluentes industriais em rio: simulação no Rio Capibaribe - PE, 2006, Porto Alegre/RS, 2006.
- GAMBRILL, Martin. Mesa-Redonda: Programas de Proteção de Mananciais. (2004)) In: A Questão da Água nas Grandes Cidades Brasileiras. São Paulo, SP, Brasil, p.93-36.
- GASTALDINI, Maria do C. C.; e MENDONÇA, Antônio S. 2003. Conceito para avaliação da qualidade da água. In: Hidrologia aplicada à gestão de pequenas bacias hidrográficas. Organizadores: Paiva, João B. D. de; e Paiva, Eloiza M. C. D. de. Porto Alegre: ABRH, Editora Evangraf, p. 429-452.
- GHOSH S.; MUJUMDAR, P. P. (2006). Risk minimization in water control problems of a river system. *Advances in Water Resources*, Volume 29, Issue 3, March 2006, pp. 458-470.
- GOBBI, E. F.; GONCALVES, J. E.; REKSIDLER, R.. (2003). Modelagem Matemática da Qualidade da Água e da Hidrodinâmica do Reservatório do Irai. In: IV Seminário do Projeto Interdisciplinar sobre Eutrofização de Águas de Abastecimento Público na Bacia do Altíssimo Iguaçu, Curitiba-PR.
- GOMES, H. P. (1999). Engenharia de irrigação: hidráulica dos sistemas pressurizados, aspersão e gotejamento. Editora Universitária da Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 3a. edição, 412 p.
- HOUCK, M. H. (1982). Real-Time Daily Reservoir Operation by Mathematical Programming. *Water Resources Research*, v. 18 n. 5, p. 1345-1351.
- KARAMOUZ, M.; HOUCK, M. H.; DELLEUR, J. W. (1992). Optimization and Simulation of Multiple Reservoir Systems. *Journal Water Resource Planning & Management*, v. 118, n. 1, p. 78-81.

- KARMAKAR S.; MUJUMDAR, P.P. (2006). Grey fuzzy optimization model for water quality management of a river system. *Advances in Water Resources*, Volume 29, Issue 7, July 2006, pp. 1088-1105
- KARMAKAR S.; MUJUMDAR, P.P. (2007). A two-phase grey fuzzy optimization approach for water quality management of a river system. *Advances in Water Resources*, Volume 30, Issue 5, May 2007, pp. 1218-1235.
- KOELMANS, A. A.; VAN DER HEIJDE, A.; KNIJFF, L. M.; AALDERINK, R. H. (2001) Integrated modelling of eutrophication and organic contaminant fate & effects in aquatic ecosystems. *Water Research* v. 35 no. 15. p. 3517-36
- LABADIE, J. W. (1998). Reservoir system optimization models. *Water Resources Update Journal*. Universities Council on Water Resources (UCOWR), Issue 107, p. 83-110.
- LABADIE, J. W. (2004). Optimal Operation of Multireservoir Systems: State-Of-The-Art Review. *Journal of Water Resources Planning and Management*. v. 130. n. 2, p. 93-111.
- LABADIE, J.W., PINEDA, A. M., BODE, D. A. (1984). A Network Analysis of Raw Water Supplies Under Complex Water Rights and Exchanges: Documentation For Program MODSIM3. Colorado Water Resources Institute. Fort Collins, Colorado, EUA.
- LANNA, A. E. L. (1997). Cap. 1: Introdução. In: Porto, R.L.L. (Org.) *Técnicas Quantitativas para o Gerenciamento de Recursos Hídricos*. Porto Alegre: Ed. Da Universidade – UFRGS / ABRH.
- LANNA, A.E. (1998). Nota de Aula: Cap. 5. Tópicos Avançados em PL: Método Simplex Revisado, Análise Pós-Ótimo e Artificios de Linearização. Disciplina: Análise de Sistêmica de Recursos Hídricos. Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento da UFRGS. p. 75-87.

- LARENTIS, D. G. (2004). Modelagem Matemática da Qualidade da Água em Grandes Bacias: Sistema Taquari-ANTAS-RS. Dissertação (Mestrado). Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, p. 177.
- LIMA, C. A. G. (2004). Análise e Sugestões para Diretrizes de Uso das Disponibilidades Hídricas Superficiais da Bacia Hidrográfica do Rio Piancó, Localizada no Estado da Paraíba. Campina Grande: UFCG - Doutorado Temático em Recursos Naturais. 274p. Tese de Doutorado.
- LIMA, H. V. C., LANNA, A. E. L. (2005). Modelos para Operação de Sistemas de Reservatórios: Atualização do Estado da Arte. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v.10, n. 3, p.5-22.
- LIMA, H. V. C.; LANNA, A. E. L. (2001). Operação "ótima" de sistemas de reservatórios: aplicação ao sistema de abastecimento da região metropolitana de Fortaleza. XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos - V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa; Aracajú; BRASIL; CD-ROM.
- LIU, W.C.; CHEN, H. H.; HSIEH, W. H.; e Chang, C. H. (2006) Linking watershed and eutrophication modelling for the Shihmen Reservoir, Taiwan. Water Science & Technology. IWA. Vol 54 nº 11-12, p. 39–46.
- LOUCKS, D. P; STENDIGER, J. R ; HAIT, D. A.(1981). Water Resources Planning Systems Planing and Analysis. New Jersey, Prentince Hall, 55p.
- MELO, D. M., CURI, R. C., CURI, W. F., LIMA, C. A. G. (2004). Avaliação dos Efeitos de Variação das Condições Iniciais no Processo Otimizante do Reservatório de Saco de Nova Olinda - PB. In: VII Simpósio de Recursos Hídricos do Nordeste, São Luís. CD-ROM.

- MERTEN, Gustavo H.; MINELLA, Jean P. (2002). Qualidade da água em bacias hidrográficas rurais: um desafio atual para a sobrevivência futura. *Revista Agroecologia e Desenvolvimento Rural Sustentável*. Porto Alegre, v.3, n.4, out/dez. p. 33-38.
- MORAES, M. G. A. de; CIRILO, José Almir; Sampaio, Y. (2005). Apoio a Decisão na Gestão de Recursos Hídricos Usando Modelo Econômico-Hidrológico Integrado para Alocação Ótima de Água: Uma aplicação na bacia do Rio Pirapama. In: *Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. João Pessoa. CD-ROM.
- MUJUMDAR, P. P.; RAMESH, T. S. V. (1997). Real-Time Reservoir Operation for Irrigation. *Water Resource Research*, v. 33 n. 5, p. 1157-1164.
- OLIVEIRA, L. A.; LANNA, A. E. L. (1997). Otimização de um sistema de reservatórios atendendo a múltiplos usos no nordeste brasileiro. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 2, n.2, p. 123-141, Jul/Dez.
- PEIXOTO, L. S.; MAUAD, F. F. (2003). Estudo de Conflitos de Usos Múltiplos da Água Utilizando Simulação Computacional. *RBRH- Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Vol. 8 n. 4, Out/Dez, p. 209-215.
- PEREIRA, J. (1996). *Análise de Critérios de Outorga e de Cobrança pelo Uso da Água na Bacia do Rio dos Sinos, RS*. Porto Alegre, IPH/UFRGS /ABRH.
- PEREIRA, Régis S. (2004a). Identificação e Caracterização das Fontes de Poluição em Sistemas Hídricos. *ReRH – Revista Eletrônica de Recursos Hídrico*. Vol. 1 n.1 Jul/Set, p. 20-36.
- PEREIRA, Régis S. (2004b). Modelos de Qualidade de Água. *ReRH – Revista Eletrônica de Recursos Hídrico*. Vol. 1 n.1 Jul/Set, p. 37-48.
- PERERA, B. J. C., CODNER, G. P. (1996). Reservoir Targets for Urban Water Supply Systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 122, n. 4, p. 270-279.

- PERNAMBUCO (1990). COMPANHIA INTEGRADA DE SERVIÇOS AGROPECUÁRIOS DE PERNAMBUCO – CISAGRO. Barragem do Carpina - Relatório da 1ª Etapa. p.4.9.
- PERNAMBUCO (1991). COMPANHIA INTEGRADA DE SERVIÇOS AGROPECUÁRIOS DE PERNAMBUCO – CISAGRO. 1991. Barragem do Carpina - Relatório da 2ª Etapa.
- PERNAMBUCO (2004). CPRH - Agência Estadual de Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Relatório de monitoramento de bacias hidrográficas do Estado de Pernambuco – 2003. Recife, 98p.
- PERNAMBUCO (2005). AGÊNCIA ESTADUAL DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS - CPRH (2005). Bacias Hidrográficas - Resultados do Monitoramento das Bacias: Relatório da Bacia do Rio Capibaribe [<http://www.cprh.pe.gov.br/>].
- PERNAMBUCO (ESTADO) (1997). Projeto de Qualidade das Águas e Controle da Poluição Hídrica – PQA/PE..Relatório N.º 7 / Tomo I. 256 p.
- PERNAMBUCO (ESTADO) (1998). Plano Estadual de Recursos Hídricos de Pernambuco - PERH-PE. Documento Síntese. 223 p.
- PHILIPPI Jr., Arlindo. 2003. Reuso de Água. Organizadores: Mancuso, Pedro C. S. e Santos, Hilton F. dos. Barueri: Editora Manole, 579 p.
- PILAR, L. A.; LANNA, A. E. L. (1999). Planejamento por Otimização Linear de um sistema de Recursos Hídricos sem Regularização: Bacia do Rio Paracatu. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 4, n.2, Abr/Jun. p. 61-72.
- PONNAMBALAM K.; VANNELLI, A.; UNNY, T. E. (1989). An application of Karmarkar's interior-point linear programming algorithm for multi-reservoir operations optimization. Stochastic Environmental Research and Risk Assessment (SERRA), ISSN 1436-3240. Issue Volume 3, No 1 / March, 1989, pp. 17-29.

- PONNAMBALAM, K.; ADAMS, B. J. Stochastic optimization of multireservoir systems using a heuristic algorithms: Case study from India. *Water Resources Research*, v. 32, n. 3, p. 733-741, mar. 1996.
- PORTO, R. L. L. (1997). Estudos de Operação do Sistema França – São José do Jacuípe, Relatório Técnico para a Superintendência de Recursos Hídricos do Estado da Bahia.
- PORTO, R. L. L. (1999). Estudos de Operação do Reservatório de Ponto Novo no Rio Itapicuru, Relatório Técnico para a Superintendência de Recursos Hídricos do Estado da Bahia.
- PORTO, R. L. L.; MÉLIO Jr, A. V.; ROBERTO, A. N.; PALOS, J. C. (2005). *AcquaNet: Arquitetura, Estratégias e Ferramentas*. Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. João Pessoa. Brasil. CD-ROM.
- QUINTELA, A. C. (1981). *Hidráulica*. Fundação Calouste Gulbenkian. Lisboa. p.310-313.
- REIS, L. F. R. (1990) Caracterização estocástica da operação ótima de sistemas hidrelétricos via programação dinâmica. 169 p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.
- REKSIDLER, R.; GOBBI, E. F.; GONCALVES, J. E.; GOBBI, M. F. (2003). Implementação de um Modelo Hidrodinâmico e de Qualidade de Água no Reservatório do Iraí. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Curitiba.
- RIBEIRO, M. M. R. ; LANNA, A. E. . Instrumentos regulatórios e econômicos: aplicabilidade à gestão das águas e à bacia do rio Pirapama-PE. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Porto Alegre, v. 6, n. 4, p. 41-70, 2001.
- RIBEIRO, M. M. R.; LANNA, A. E. L. (2003) A Outorga Integrada das vazões de Captação e Diluição. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. Vol. 8 n. 3, Jul/Set 2003 . 151-168p.

- ROBERTO, A. N. (2002). Modelos de Rede de Fluxo Para Alocação da Água Entre Múltiplos Usos em uma Bacia Hidrográfica. Dissertação de Mestrado, 116 p., Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo - SP.
- ROBERTO, A. N. e PORTO, R. L. L. (1999). Alocação da Água Entre Múltiplos em uma Bacia Hidrográfica. In: XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Belo Horizonte. CD-ROM
- ROBERTO, A. N. e PORTO, R. L. L. (2001). O Sistema MODSIMLS: Um Modelo de Rede de Fluxo para Simulação De Bacias Hidrográficas. In: XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Aracaju. CD-ROM.
- ROS, D. A.; BARROS, M. (2003). Estratégias Operacionais de Sistemas Hidroenergeticos: Impactos de Diferentes Objetivos. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Curitiba. CD-ROM
- SALATI, E., LEMOS, H. M., SALATI, E. (1999). Água e o desenvolvimento sustentável. In: Águas Doces no Brasil: capital ecológico, uso e conservação. Escrituras Editora. São Paulo. p.39-62.
- SANTANA, A. G.; LANNA, A. E. L. (2000). Dimensionamento ótimo de um sistema de recursos hídricos do Brasil. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 5, n. 4.
- SANTOS, V. S. (2007). Um Modelo de Otimização Multiobjetivo para Análise de Sistemas de Recursos Hídricos. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. 144p. Dissertação de Mestrado.
- SARAIVA, Graça. Mesa-Redonda: Restauração de Bacias Urbanas. (2004) In: A Questão da Água nas Grandes Cidades Brasileiras. São Paulo, SP, Brasil, p. 29-36.
- SCHARDONG, A. (2006). Aplicação de Técnicas de Programação Linear e Extensões para Otimização da Alocação de Água em Sistemas de Recursos Hídricos, Utilizando

Métodos de Pontos Interiores. São Paulo: USP – Pós-graduação em Engenharia. 141p.
Dissertação de Mestrado.

SHELTON, R. A. (1979). Management of TVA Reservoir Systems. The National Workshop on Reservoir Systems Operations, University Of Colorado, Boulder, Colorado, p. 13-17.

SIGVALDASON, O. T. (1976). A Simulation Model for Operation a Multipurpose Multireservoir System. Water Resources Research, v. 12, n. 2, p. 263-278.

SILVA, C. A. B. (2004). Estudo da Otimização do Uso dos Recursos Hídricos dos Açudes Santa Inês, Condado, Serra Vermelha I, Piranhas, Vídeo, Vazante e Poço Redondo na Bacia do Rio Piancó. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. 160p. Dissertação de Mestrado

SIMONOVIC, S. P. (1992) Reservoir system analysis: closing gap between theory and practice. Journal of Water Resources Planning and Management, New York. Vol. 118, nº 3, pp. 262 – 280.

SMAHA, N.; GOBBI, M. F. (2003). Implementação de um Modelo para Simular a Eutrofização do Reservatório do Passaúna - Curitiba - PR. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, RS, v. 8, n. 3, p. 59-69.

SOUZA FILHO, F. A. & PORTO R. L. L. (1997). Definição dos Níveis-Meta do Sistema de Abastecimento de Fortaleza. In: XII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Anais. Vitória, vol. 2 p. 351-357.

STEDINGER, J. R. ; SULE, B. F.; LOUCKS, D. P. (1984). Stochastic Dynamic Programming Models for Reservoir Operation Optimization. Water Resources Research. Vol. 20, No. 11, November, 1984, pp 1499-1505.

TUCCI, Carlos E. M. 2005. Modelos Hidrológicos. – 2. ed. – Porto Alegre: Editora da UFRGS, 678p.

- VIEIRA, A. S. (2007). Um Modelo de Simulação Via Programação Linear Sequencial, para Sistema de Recursos Hídricos. Campina Grande: UFCG – Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental. 118p. Dissertação de Mestrado.
- VOLLENWEIDER, R. A. (1968). Scientific fundamentals of the eutrophication of lakes and lowing waters, with particular reference to nitrogen and phosphorus as factors in eutrophication. Paris: OECD, p. 220.
- VON SPERLING, M. (1996). Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais, 2º ed., p. 243.
- WURBS, R. A. (1993). Reservoir-System Simulation and Optimization Models. *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 119, n. 4, p.455-472.
- WURBS, R. A. (1996). Modeling and Analysis of Reservoir System Operations. Editorial Prentice-Hall, Inc. 356p.
- WURBS, R. A. (2005). Comparative Evaluation of Generalized River/Reservoir System Models. Technical Report n. 282. Texas Water Resources Institute.
- WURBS, R. A.; DUNN, D. D. (1996). Water Rights Analysis Package (WRAP) Model Description and users manual. In: Texas Water Resources Institute. Project nº 6.
- XAVIER, C. da F. (2005). Avaliação da influência do uso e ocupação do solo e de características geomorfológicas sobre a qualidade das águas de dois reservatórios da região metropolitana de Curitiba. Dissertação de Mestrado em Solos no Curso de Pós Graduação em Ciências do Solo da Universidade Federal do Paraná – UFPR. p. 167.
- YAKOWITZ, S (1982). Dynamic Programming Applications in Water Resources. *Water Resources Research*. Vol. 18, No 4, August, 1982, pp 673-696.
- YAZICIGIL, H.; HOUCK, M. H.; TOEBES, G. (1983). Daily Operation of a Multipurpose Reservoir System. *Water Resource Research*, v. 19 n. 1 p.1-13.

- YEH, W. G. (1985). Reservoir management and operations models: a state – of – the - art review. *Water Resources Research*, Washington. Vol. 21, nº 12, pp. 1797 – 1818.
- YOUNG, G. K., Jr. Finding Reservoir Operating Rules. (1967). *Journal Water Resource Planning & Management*, v. 93, n. 4, p. 297-321.
- ZAHED FILHO, K. (1984). Algumas metodologias para o dimensionamento e Operação de Reservatórios. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, p. 258.