



COPPE/UFRJ

**CONTROLE DE ENCHENTES EM BACIAS URBANAS COM FOZ EM SISTEMAS
LAGUNARES- ESTUDO DE CASO: BAIXADA DE JACAREPAGUÁ / RJ**

Jonas Batista de Oliveira Brito

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(es): Marcelo Gomes Miguez

José Paulo Soares de Azevedo

Rio de Janeiro

Dezembro de 2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

CONTROLE DE ENCHENTES EM BACIAS URBANAS COM FOZ EM SISTEMAS
LAGUNARES- ESTUDO DE CASO: BAIXADA DE JACAREPAGUÁ / RJ

Jonas Batista de Oliveira Brito

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Marcelo Gomes Miguez, D.Sc.

Prof. José Paulo Soares de Azevedo, Ph.D

Prof. Otto Corrêa Rotunno Filho, Ph.D

Maximiliano Andres Strasser, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
DEZEMBRO DE 2009

Brito, Jonas Batista de Oliveira

Controle de Enchentes em Bacias Urbanas com Foz em Sistemas Lagunares- Estudo de Caso: Baixada de Jacarepaguá / RJ / Jonas Batista de Oliveira Brito. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XI, 110 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador(es): Marcelo Gomes Miguez

José Paulo Soares de Azevedo

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009.

Referencias Bibliográficas: p. 104-110.

1. Drenagem urbana. 2. Bacias costeiras. 3. Sistemas lagunares. I. Miguez, Marcelo Gomes, et al II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Brito, meu pai, Margaret, minha mãe, Larry Page e Sergey Brin e Maximiliano Strasser pelo auxílio neste trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CONTROLE DE ENCHENTES EM BACIAS URBANAS COM FOZ EM SISTEMAS
LAGUNARES- ESTUDO DE CASO: BAIXADA DE JACAREPAGUÁ / RJ

Jonas Batista de Oliveira Brito

Dezembro/2009

Orientadores: Marcelo Gomes Miguez

José Paulo Soares de Azevedo

Programa: Engenharia Civil

Historicamente, desde o surgimento e desenvolvimento das primeiras cidades antigas, estas se situavam junto a cursos d'água e os utilizavam para abastecimento, carreamento de resíduos, irrigação, transporte e defesa. As cheias eram parte benéfica do processo, com a fertilização dos campos. Atualmente, com o crescimento das cidades modernas e a predominância da população urbana sobre a rural, as cheias urbanas se tornam problemas frequentes e difíceis de tratar. Em bacias litorâneas, sujeitas a efeitos de maré e, eventualmente, reguladas por lagoas costeiras, o problema pode se tornar mais complexo e difícil de equacionar, em termos de controle de cheias. Esse trabalho estuda a interferência de sistemas de lagoas costeiras sobre a drenagem urbana de uma bacia litorânea, procurando compreender as relações que ali se desenvolvem e integrando ações típicas de projetos de controle de cheias, com intervenções na foz destes sistemas. A bacia do rio Guerengüê, localizada na região oeste do Rio de Janeiro, sofre periodicamente com inundações e tem as lagoas de Jacarepaguá como foz. Esta região vem-se desenvolvendo rapidamente e de forma não planejada, sem a necessária adequação do sistema de drenagem. Com o objetivo de equacionar os problemas nesta região, tomada como estudo de caso, este trabalho analisou as consequências da dragagem dos canais que conectam as lagoas entre si e com o mar, reduzindo o nível de restrição do corpo receptor. A partir deste resultado, que já diminui níveis de alagamentos em boa parte da bacia, propôs, complementarmente, diversas medidas de controle de enchente, entre elas a canalização da macrodrenagem, e a implantação de reservatórios de amortecimento de cheia. As análises realizadas neste estudo auxiliam na tomada de decisão em processos de planejamento e projetos de controle de enchentes em bacias urbanas, que possuem foz em sistemas lagunares costeiros.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

FLOOD CONTROL ON URBAN BASIN WITH OUTLETS ON LAKES SYSTEMS –
STUDY CASE: JACAREPAGUÁ DOWNHILL / RJ

Jonas Batista de Oliveira Brito

December/2009

Advisors: Marcelo Gomes Miguez

José Paulo Soares de Azevedo

Department: Civil Engineering

Historically, since the emergence and development of the first ancient cities, they were located close to water resources and used them to supply, carrying of waste, irrigation, transportation and defense. The floods were beneficial part of the process, with the fertilization of the fields. Currently, with the growth of modern cities and the prevalence of urban population over the rural ones, urban flooding problem became frequent and difficult to treat. In coastal watersheds, subject to tidal effects and possibly covered by coastal lagoons, the problem may become more complex and difficult to equate, in terms of flood control. This paper studies the interference of coastal lagoon systems on urban drainage in coastal basins, seeking to understand the relationships that would arise in this case and integrating typical measures of flood control design project, with interventions at the mouth of these systems. Guerenguê River basin, located in the western Rio de Janeiro, suffers periodically from floods and discharges on Jacarepaguá coastal lagoons. This region has been developing rapidly and in an unplanned manner, without the necessary adjustment on the drainage system. In order to solve the problems in this region, considered as a case study, this work examined the effects of dredging the canals connecting the lakes to each other and with the sea, reducing the restriction level of the receiving body. Departing from this result, which has reduced the flooding levels in most parts of the basin, it was additionally proposed various flood control measures, including river reaches canalization and detention basins. The analysis undertaken in this study assist in decision-making on planning processes and projects for flood control in urban basins, which have their outlets in coastal lagoons systems.

Índice

1. Introdução	1
2. Base Conceitual e Revisão Bibliográfica	4
2.1 Hidrologia	4
2.2 Bacias Urbanas Costeiras	5
2.2.1 Hidrologia Urbana	5
2.2.2 Hidrologia Costeira	6
2.2.3 Drenagem e Cheias Urbanas	8
2.3 Medidas de controle	10
2.3.1 Medidas Estruturais	11
2.3.2 Medidas Não Estruturais	25
2.4 Sistemas Lagunares	30
2.5 Modelagem matemática de cheias	35
2.6 Modelo de Células de Escoamento: ModCel	37
2.6.1 Concepção do Modelo	37
2.6.2 Hipóteses do Modelo de Células para Cheias Urbanas	38
2.6.3 Representação de uma Bacia Urbana por Células de Escoamento	39
2.6.4 O Modelo Hidrológico	41
2.6.5 O Modelo Matemático	42
2.6.6 O Modelo Numérico	43
2.7 O Modelo Chuva-Vazão do Sistema Hidro-Flu	44
2.7.1 Apresentação	44
2.7.2 Estrutura do Sistema	45
2.7.3 Cálculo do Tempo de Concentração da Bacia	47

2.7.4	Elaboração da Chuva de Projeto	49
2.7.5	Separação da Chuva Efetiva	50
2.7.6	Cálculo do Hidrograma	52
2.7.7	Dimensionamento Hidráulico	57
3.	Descrição da região	58
4.	Metodologia	60
5.	Descrição e calibração dos cenários	65
5.1	Descrição e calibração do cenário atual	66
5.2	Cenário com reservatórios	68
5.3	Cenário com canalização	72
5.4	Dragagens no sistema lagunar	73
6.	Análise dos Resultados	75
6.1	Análise da circulação hidrodinâmica do sistema lagunar de Jacarepaguá	77
6.1.1	Tempo Seco	78
6.1.2	Chuva Intensa	86
6.2	Análise dos níveis d'água do Guerenguê	94
6.3	Análise das lâminas de alagamento na bacia do Guerenguê	99
7.	Conclusões e Recomendações	101
8.	Referências Bibliográficas	103

Índice de Figuras

Figura 2.1: Valo de Infiltração (AMEC, 2001) .	13
Figura 2.2: Trincheira de Infiltração (AMEC, 2001).	14
Figura 2.3: Trincheira de Infiltração (CASQA, 2003).	14
Figura 2.4: Pavimento permeável (AMEC, 2001).	15
Figura 2.5: Detenção em telhados (Woodworth, 2002).	17
Figura 2.6: Detenção em telhados (Arizona, 2003).	17
Figura 2.7: Perfil esquemático de um reservatório de detenção (MAIDMENT, 1993).	19
Figura 2.8: Perfil esquemático de um reservatório de retenção (MAIDMENT, 1993).	19
Figura 2.9: Reservatório de detenção (SEMADS, 2001).	20
Figura 2.10: Reservatório de detenção em encostas (SEMADS, 2001).	21
Figura 2.11: Pôlder (SEMADS, 2001).	22
Figura 2.12: Dique marginal (SEMADS, 2001).	23
Figura 2.13: Desvio de rio (SEMADS, 2001).	24
Figura 2.14: Zoneamento de áreas de inundação (Water Resources Council, 1971).	28
Figura 2.15: Definição da zona de passagem de enchente (TUCCI, 2003).	29
Figura 2.16: Fotografia aérea da descarga do canal de Sernambetiba no mar.	31
Figura 2.17: Diagrama triangular, modificado de PEJRUP (1988).	34
Figura 2.18: Funcionamento esquemático de uma célula de escoamento.	38
Figura 2.19: Escalonamento de níveis na superfície de uma célula urbanizada.	39
Figura 2.20: Representação esquemática de uma região dividida em células, mostrando interfaces dos escoamentos superficiais.	40
Figura 2.21: Esquema topológico de cálculo por varredura no MODCEL.	43
Figura 2.22: Esquema da estrutura de cálculos do Hidro-Flu.	45
Figura 2.23: Hidrograma unitário triangular e decomposição em sub-hidrogramas trapezoidais.	53
Figura 3.1: Bacia de Jacarepaguá e seu sistema lagunar.	58
Figura 3.2: Ligação completamente assoreada do canal de Sernambetiba com a lagoa de Marapendi à direita, e a Lagoinha das Tachas ao centro.	58
Figura 4.1 - Divisão em células das lagoas, das regiões contribuintes e as entradas de vazão calculadas pelo Sistema Hidro-Flu.	61
Figura 5.1: Imagem da localização das células onde terão os reservatórios de detenção.	69
Figura 5.2: Reservatório do Córrego do Engenho Novo com sua área de inundação de projeto.	71
Figura 5.3: Reservatório do Rio Areal com sua área de inundação de projeto.	71
Figura 5.4: Localização do reservatório de detenção na margem esquerda do Guerengê.	72
Figura 6.1: Canal de Camorim ligando a Lagoa de Jacarepaguá à Lagoa da Tijuca.	75
Figura 6.2: Canal de Marapendi ligando a Lagoa da Tijuca à Lagoa de Marapendi e o Canal da Barra ligando o sistema lagunar ao mar.	76
Figura 6.3: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá atualmente em tempo seco.	77

Figura 6.4: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá após dragagens dos canais.	78
Figura 6.5: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca atualmente em tempo seco.	78
Figura 6.6: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca após dragagens dos canais.	79
Figura 6.7: Velocidades máximas atuais de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco.	81
Figura 6.8: Velocidades máximas de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco após dragagens.	81
Figura 6.9: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente em tempo seco.	84
Figura 6.10: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens, em tempo seco.	84
Figura 6.11: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente em tempo seco.	82
Figura 6.12: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens, em tempo seco.	85
Figura 6.13: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá atualmente com uma chuva de TR 20 anos.	87
Figura 6.14: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá após dragagens com uma chuva de TR 20 anos.	87
Figura 6.15: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca atualmente com uma chuva de TR 20 anos.	88
Figura 6.16: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca após dragagens com uma chuva de TR 20 anos.	89
Figura 6.17: Velocidades máximas de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco atualmente.	90
Figura 6.18: Velocidades máximas de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco após dragagens.	91
Figura 6.19: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.	92
Figura 6.20: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.	93
Figura 6.21: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.	93
Figura 6.22: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.	93

Índice de Gráficos e Tabelas

Tabela 2.1: Características das planícies de tabuleiros costeiros.	7
Tabela 2.2: Problemas de drenagem devido a ação antrópica.	9
Tabela 2.3: Eficiência na limpeza de logradouros (BUTLER, 2000).	26
Tabela 2.4: Valores de β em função de característica da bacia.	56
Tabela 5.1: Totais pluviométricos registrados pelo INMET em fevereiro de 1996.	66
Tabela 5.2: Síntese dos resultados obtidos na calibração do modelo.	67
Tabela 5.3: Valores para calibração da rugosidade do fundo das lagoas.	67
Tabela 5.4: Valores utilizados na representação numérica do aproveitamento de água de chuva nos lotes planejados.	70
Tabela 6.1: Níveis máximos e mínimos calculados nas lagoas, com e sem dragagens	85
Tabela 6.2: Níveis máximos atingidos nas lagoas, com e sem dragagens dos canais	95
Tabela 6.3: Lâminas máximas de alagamento em metros e eficiência dos controles.	100
Gráfico 6.1: Hidrograma do canal de Camorim atual e dragado.	80
Gráfico 6.2: Vazões ao longo do tempo afluente da Lagoa da Tijuca.	82
Gráfico 6.3: Hidrograma do canal de Marapendi atual e dragado.	83
Gráfico 6.4: Hidrograma do canal de Marapendi atual e dragado.	83
Gráfico 6.5: Perfil de linha d'água do Guerenguê até a praia da Barra.	86
Gráfico 6.6: Hidrograma do canal de Camorim atual e dragado.	88
Gráfico 6.7: Vazões ao longo do tempo afluente da Lagoa da Tijuca.	89
Gráfico 6.8: Hidrograma do canal de Marapendi atualmente e dragado.	91
Gráfico 6.9: Hidrograma do canal da Barra atualmente e dragado.	92
Gráfico 6.10: Perfis de linha d'água do baixo Guerenguê para maré ascendente.	94
Gráfico 6.11: Perfis de linha d'água do baixo Guerenguê para maré baixa.	95
Gráfico 6.11: Hidrogramas da foz do Guerenguê com maré ascendente.	93
Gráfico 6.12: Perfil de linha d'água da foz do Guerenguê até o mar.	96
Gráfico 6.13: Hidrogramas da foz do Guerenguê com maré ascendente.	97
Gráfico 6.13: Hidrogramas da foz do Guerenguê com maré baixa.	97
Gráfico 6.14: Hidrogramas da foz do Arroio Fundo com maré ascendente.	98
Gráfico 6.15: Perfil de linha d'água do rio Areal.	98
Gráfico 6.16: Perfil de linha d'água do rio Engenho Novo.	99

1. Introdução

A problemática das enchentes é uma das principais questões da engenharia urbana atual. Seus prejuízos podem ser de diversas ordens, desde prejuízos econômicos até prejuízos à saúde pública e segurança dos moradores, principalmente nas regiões de risco. No campo econômico, podemos citar danos a edificações, a perda de bens móveis, danos em veículos, paralisação do tráfego, além das atividades comerciais que são suspensas durante a inundação. No campo da saúde pública são diversas as infecções que usam as águas de enchentes como veículo de disseminação, particularmente a leptospirose e diversas doenças dermatológicas. No caso da segurança, por exemplo, sua importância é percebida ao verificarmos os danos que chuvas intensas podem causar em regiões críticas, com habitações próximas às margens dos rios ou em encostas. Construções próximas à calha de um rio ou canal podem ser arrastadas pela enchente, colocando em risco a vida dos habitantes. Já habitações precárias, situadas em encostas, estão sujeitas a um risco ainda maior: construídas em áreas de grande declividade, é comum no estado do Rio de Janeiro haver deslizamentos de terra nos dias de chuva intensa, colocando em risco a vida de seus moradores e vizinhos.

Devido à grande variedade de danos causados à sociedade pelas enchentes, é notória a necessidade de estudos abrangentes, com objetivo de abordar este problema em suas diversas facetas. Neste trabalho será avaliado o funcionamento de uma bacia hidrográfica urbana, em planície costeira, sob influência de um sistema lagunar sujeito à maré. Nesse contexto, será estudado o problema de cheias urbanas e avaliadas algumas concepções de projeto para redução do problema, avaliando como foco prioritário de pesquisa, a possibilidade de intervenção no sistema lagunar, a fim de diminuir enchentes na bacia, reconhecendo a importância da influência da restrição desses sistemas lagunares para a ocorrência de cheias.

São diversas as bacias urbanas cujo exutório é uma lagoa. Apenas no estado do Rio de Janeiro podemos citar a lagoa Rodrigo de Freitas, Araruama, Saquarema ou o complexo lagunar que inclui a lagoa de Jacarepaguá, Tijuca e Marapendi, onde será desenvolvido este estudo.

A partir da modelação matemática apresentada no “Estudo para Recuperação Ambiental e Controle Integrado de Enchentes e da Poluição Hídrica na Bacia do Rio Guerengê/Arroio Pavuna, Jacarepaguá/RJ” (MIGUEZ, 2007), e utilizando a bacia do rio Guerengê como estudo de caso, serão consideradas a dragagem dos canais

naturais que ligam as várias lagoas que compõem o sistema lagunar local, a dragagem da ligação final com o mar e a parte baixa do rio Guerenguê. Adicionalmente, a fim de equacionar adequadamente o problema de cheias na bacia, serão acrescentadas medidas adicionais de armazenamento, complementando a atuação no exutório da bacia, onde se localiza o sistema lagunar.

Ao estudar a circulação dessas lagoas, com a oscilação da maré em conjunto com a chegada de uma cheia causada por chuva intensa, pode-se simular intervenções como dragagens, que facilitam o escoamento desta cheia para o mar. Desse modo, pretende-se reduzir os níveis da foz do rio Guerenguê, criando um rebaixo que se propagará rio acima, auxiliando assim as intervenções de armazenamento a evitar o extravasamento deste em pontos críticos.

Ao tratar da dragagem dos canais naturais que interligam as lagoas, ligando-as ao mar, aumenta-se também a circulação devido à variação da maré, proporcionando, também, uma maior renovação de suas águas. Vale ressaltar que tais intervenções não têm potencial apenas para evitar inundações, como também podem proporcionar uma melhora da qualidade da água, beneficiando a qualidade de vida dos habitantes, além de revitalizar o bioma local, embora este tema não seja tratado especificamente nesta dissertação.

A qualidade da água das lagoas de Jacarepaguá é uma questão largamente debatida atualmente por todos os interessados num meio ambiente mais saudável. Trata-se de uma região habitada por uma larga faixa social, que atinge desde uma população em condições próximas à miséria até setores da classe média alta. Esta região conta com uma grande carga de dejetos orgânicos que chega às lagoas através dos rios que ali desembocam. Esses poluentes de origem antrópica vêm, sobretudo, sob a forma de esgoto doméstico, acrescido pelos resíduos industriais que são despejados na rede pluvial sem qualquer tratamento. Com a baixa circulação da água e a alta carga orgânica afluyente, as lagoas tornam-se um cenário perfeito para a proliferação de gigogas. Tais plantas não sobrevivem às condições salinas do mar, causando sempre um problema quando se rompem as barreiras que evitam seu transporte para a praia. Ao morrerem, são toneladas de matéria orgânica que vão para as praias da Barra e Recreio, deixando-as impróprias para o banho por um período indesejado.

Essas questões combinadas produzem a motivação principal deste trabalho. Sob o ponto de vista técnico, encontra-se neste trabalho uma grande diversidade de

soluções de engenharia para o controle de forma sustentável de uma região assolada por inundações. Inicialmente dispunha-se de um projeto da Prefeitura, constando basicamente de um projeto de canalização do rio Guerengué. Revisado pela Coppetec (MIGUEZ, 2007), foi acrescentado ao projeto a instalação de reservatórios de encosta e de amortecimento, atuando assim com medidas alternativas de forma mais integrada e sistêmica. Sob o ponto de vista científico, esta dissertação apresenta um estudo da hidrodinâmica de um sistema lagunar acoplado com o sistema de drenagem. São comparadas diversas alternativas de dragagens no sistema de canais de ligação entre lagoas e analisado o complexo comportamento de seus escoamentos. Uma vez calibrado o modelo, pôde-se ver simulações do amortecimento da onda de maré no caminho do mar para a foz dos rios. Pôde-se ver também a propagação da onda de cheia vinda da bacia afluyente, passando pelo sistema lagunar e indo até seu destino final, na praia da Barra.

Os objetivos principais deste trabalho são estudar como interferências nos canais conectores do sistema lagunar podem influenciar na redução dos níveis de alagamento das bacias afluentes, como essas interferências modificam a circulação hidrodinâmica do sistema e como complementar a ação destas medidas no controle de enchentes através de métodos de armazenamento distribuído pela bacia ou canalizações de sua macrodrenagem. Com isso pode-se comparar como cada método atua independentemente na redução de alagamentos e suas áreas de atuação auxiliando assim a tomada de decisões no planejamento da drenagem urbana de bacias com foz em sistemas lagunares.

2. Base Conceitual e Revisão Bibliográfica

Este capítulo tem por objetivo dar uma visão mais genérica dos fenômenos hidrológicos e hidráulicos que serão abordados ao longo desta dissertação, constituindo uma base de trabalho. O primeiro item irá rever conceitos básicos de hidrologia seguido por suas peculiaridades dentro de uma bacia urbana, discutindo os problemas relacionados às cheias urbanas, destacando os prejuízos à sociedade em seus diversos aspectos. O terceiro item irá apresentar algumas das principais medidas de controle existentes. O último, por fim, discutirá como ferramentas computacionais podem auxiliar na tomada de decisões num planejamento de controle de cheias urbanas. Neste último item será dada uma atenção especial à explicação do funcionamento do modelo de células, principal ferramenta utilizada no presente estudo.

2.1 Hidrologia

A hidrologia pode ser definida de forma geral como a ciência que trata das propriedades, distribuição e circulação da água. Especificamente, trata do estudo da água na superfície da Terra: no solo, rochas e na atmosfera, particularmente com respeito à evaporação e precipitação (MERRIAN, 1961). A hidrologia está longe de ser uma ciência pura, sendo diversas as suas aplicações práticas tanto na engenharia quanto na agricultura ou navegação. Quanto a sua importância no que concerne aos recursos hídricos, ela pode ser definida como a ciência que trata dos processos que governam a depleção e recarga dos recursos hídricos nas superfícies sobre o mar. Trata do transporte de água através do ar, sobre e abaixo da superfície e através da Terra. É a ciência das várias partes do ciclo hidrológico (WISLER et al., 1964).

São diversos os ramos de aplicação em hidrologia e seus conceitos são estudados pelas mais diversas categorias profissionais. Na engenharia, cada projeto de aproveitamento hídrico supõe um conjunto específico de condições físicas, às quais deve ser condicionado. Por essa razão, dificilmente podem ser aproveitados projetos padronizados que conduzam a soluções simples e estereotipadas. As condições específicas de cada projeto devem ser satisfeitas através da aplicação integrada dos conhecimentos fundamentais de várias disciplinas.

2.2 Bacias Urbanas Costeiras

Este item irá apresentar, de forma sucinta, conceitos básicos relacionados à hidrologia de bacias costeiras e urbanas. O primeiro item se refere a hidrologia urbana de forma genérica, seguido por um resumo do processo de urbanização nas regiões costeiras, e suas consequências no ciclos hidrológicos em meio urbanos. O último tópico fala sucintamente sobre as principais causas antrópicas de enchentes em meios urbanos e seus principais meios de controlá-las.

2.2.1 Hidrologia urbana

Uma análise de fatos passados revela que a Hidrologia Urbana estruturou-se gradativamente como disciplina científica nos países desenvolvidos da América do Norte e Europa a partir do fim dos anos 1960, em decorrência de uma necessidade crescente de conhecimento e controle das relações, frequentemente conflitantes, entre a cidade e o ciclo hidrológico. Isso conduziu a uma reflexão mais profunda sobre as consequências das ações antrópicas densas (urbanização) sobre o meio ambiente, particularmente sobre os recursos hídricos (SILVEIRA, 1998).

Dessa forma, na ótica estabelecida pelos países desenvolvidos, a Hidrologia Urbana visa hoje em dia conhecer e controlar os efeitos da urbanização nos diversos componentes do ciclo hidrológico e, para isso, ela se propõe, normalmente com apoio governamental a:

- realizar pesquisas de caráter fundamental sobre efeitos da urbanização no escoamento de bacias hidrográficas (quantitativa e qualitativamente) e na circulação atmosférica, em particular sobre as precipitações.
- realizar pesquisas aplicadas com o objetivo de melhorar ou propor novas soluções em relação a obras (equipamentos urbanos) e à forma de ocupação do solo de maneira a reduzir os impactos nocivos no próprio meio urbano assim como a jusante da cidade.

Durante o processo de urbanização, uma bacia diminui sua capacidade de infiltração, aumentando assim o escoamento superficial. Além disso, reduz seu tempo de concentração por ter seus escoamentos confinados em galerias, que escoam muito mais rapidamente que anteriormente, quando se davam em terreno natural. A soma desses dois eventos somados a uma drenagem urbana e ocupação mal planejada geram as enchentes que tanto se tem visto nas cidades brasileiras. Esses eventos

geram prejuízos tanto econômicos quanto de saúde pública ou segurança de boa parte da sociedade.

2.2.2 Hidrologia costeira

Os espaços urbanos litorâneos brasileiros cumprem funções estratégicas nos setores econômicos e na vida social dos estados. O processo de ocupação da zona costeira foi intensificado a partir da década de 60 do século passado. A forma desordenada de produção desses espaços urbanos é agravada sob o ponto de vista ambiental, devido ao alto nível de vulnerabilidade dos ecossistemas costeiros. Atualmente a costa brasileira já apresenta vastas extensões continuamente ocupadas, no interior das quais se encontram aglomerações de expressiva densidade populacional. Na conjunção entre a celeridade e volume dos processos urbanizadores e a fragilidade das áreas envolvidas define-se a premência da ação planejadora na zona costeira, seja o planejamento preventivo, nas áreas ainda sem ocupação, ou corretivo, que busque soluções para os problemas já existentes (MORAES, 1999).

De acordo com SILVA et al. (2008), as ações antrópicas nos espaços litorâneos têm gerado graves desequilíbrios ambientais ao longo dos anos. Estes ambientes se caracterizam por sua complexidade por sofrerem influências diversas (geológicas, climáticas, fluviais, biológicas, oceanográficas, cósmicas, entre outras). É também nestas áreas litorâneas que as forças externas ao planeta são mais perceptíveis, a exemplo do movimento diário das marés influenciado, principalmente, pelo posicionamento da lua e do sol.

Uma característica comum no litoral brasileiro é a presença de planícies e tabuleiros litorâneos, que quase sempre ocupam áreas muito pequenas. Geralmente são localizadas na foz de rios que deságuam no mar, especialmente daqueles de menor porte. Estas áreas planas e baixas vêm sendo completamente ocupadas por edificações (RUFINO, 2004).

Nas planícies costeiras (praias, terraços marinhos planos e baixos) verifica-se que a baixa declividade dos terrenos e a ocupação desordenada ou inadequada dos loteamentos são os principais fatores que agravam a situação da drenagem no período chuvoso ou mesmo em períodos isolados de ocorrência de chuvas intensas, prolongando o tempo em que essas áreas permanecem inundadas. Pode-se, ainda, citar que os aterros indiscriminados contribuem fortemente para a degradação dos ambientes e o desequilíbrio do sistema natural de drenagem, redirecionando as águas

para outros lugares, que passam a ficar também alagados. Com efeito, em quase todas as orlas do litoral brasileiro, a ocorrência de alagamentos nas planícies costeiras é frequente. A cada estação chuvosa ou períodos isolados de ocorrência de chuvas intensas surgem inundações, erosões pluviais, poluição das praias e, em consequência, os impactos derivados, como diminuição do fluxo turístico, queda no movimento do comércio local, entre outros.

Os problemas decorrentes da urbanização de áreas costeiras das cidades brasileiras apresentam certa semelhança entre si, com leves variações de região para região, de acordo com suas especificidades. As questões de drenagem não fogem à regra. No entanto, a drenagem de áreas planas e costeiras além de estarem sujeitas aos problemas comuns às outras regiões, como regime de chuvas intensas, educação ambiental deficiente da população, falta de conscientização dos tomadores de decisão, despreparo de técnicos envolvidos, entre outros, ainda sofrem pela pressão da ocupação dos terrenos marinhos sem a observância das linhas de costa (NÓBREGA, 2002).

Uma outra questão referente às áreas costeiras comparece devido à falta de informação dos planejadores para a ocupação do solo urbano. Os loteamentos quase sempre são liberados e licenciados sem se considerar os processos que ocorrem na dinâmica marinha. Um exemplo disso ocorre em praias cujos traçados de galerias de águas pluviais acompanham a ocupação urbana, avançando na direção da linha de costa. Tais traçados ficam sujeitos à ação das marés, provocando entre outras consequências a obstrução de galerias com areia da praia, o desgaste e gradativa destruição das estruturas hidráulicas de lançamento.

NÓBREGA (2002) apresenta na tabela 2.1 uma síntese das características naturais das planícies e tabuleiros costeiros, cenários de diversos problemas de drenagem de águas pluviais.

Tabela 2.1 - Características das planícies de tabuleiros costeiros (NÓBREGA, 2002)

Características	Planície costeira	Tabuleiro costeiro
Tipos de solos	Arenosos	Argilo arenosos
Declividade	Muito baixa	Acentuadas
Densidade de drenagem	Baixa a média	Média a alta
Vegetação	Restinga	Mata costeira
Profundidade do lençol freático	Quase aflorante	Relativamente pequena (> 6 m)
Cotas em relação ao nível do mar	Baixas	5 a 40 m

Mais uma outra preocupação que se coloca nos projetos de sistemas de drenagem que ainda estão sendo implantados atualmente no Brasil é a referente à canalização com impermeabilização de calhas de rios e córregos urbanos, solução adotada para retirar com rapidez do meio urbano a água indesejável. No entanto, para cursos d'água de declividades muito baixas, sujeitos a ação das marés, o escoamento rápido fica prejudicado, provocando o aparecimento de grandes trechos de águas estagnadas. Ademais, estes projetos, além de causarem uma série de prejuízos ao meio ambiente, por descaracterizar totalmente o habitat natural, iniciam uma cadeia de problemas decorrentes, como por exemplo, o de favorecimento de ligações de esgotos clandestinos, a ocupação das margens e das áreas de expansão de cheias e o aumento da magnitude das enchentes em áreas a jusante. Outro problema associado decorrente diz respeito ao isolamento da conexão hidráulica entre o curso d'água e o aquífero: na condição natural o aquífero seria às vezes influente, às vezes efluente ao rio.

Nos períodos secos, ou de pouca pluviosidade, com frequência acumulam-se esgotos, misturados com as águas represadas no canal impermeabilizado, que alcançam tempos de permanência longos. Já que não há, nesse caso, possibilidade de recarga e a conseqüente diluição pelo escoamento básico devido à impermeabilização, são propiciadas as condições para a ocorrência dos fenômenos de eutrofização, proliferação de algas e plantas aquáticas, insetos, mau cheiro e aspecto visual desagradável.

2.2.3 Drenagem e cheias urbanas

São muitos os problemas de drenagem de origem antrópica. NÓBREGA (2002), após intenso trabalho de revisão bibliográfica e de observação no campo, sintetizou estes problemas. Na tabela 2.2 apresentam-se os problemas apontados pela autora e

observados nas orlas enfocadas, com as indicações das possíveis soluções para a sua atenuação.

Segundo TUCCI (1995), a melhor forma de evitar problemas de natureza hidrológica é elaborar um Plano Diretor de Drenagem Urbana.

Na falta deste, o projetista deve estudar a hidrologia de toda a bacia observando os seguintes aspectos:

- A ocupação futura da bacia, ou seja, taxas de impermeabilização e intervenções humanas que diminuem o tempo de concentração;
- Efeitos causados por obras em estudo a montante e a jusante do trecho da intervenção.

Tabela 2.2 - Problemas de drenagem devido a ação antrópica (NÓBREGA, 2002)

Ação antrópica	Problema	Possíveis soluções/atenuação
<ul style="list-style-type: none"> • Traçado dos loteamentos desconsiderando a rede de drenagem natural 	<ul style="list-style-type: none"> • Interrupção do escoamento natural 	<ul style="list-style-type: none"> • Projetos de loteamentos feitos por equipe multidisciplinar (NE) • Obras de drenagem com viés corretivo (E)
<ul style="list-style-type: none"> • Implantação da rede viária com represamento da drenagem natural • Ocupação urbana na linha de costa 	<ul style="list-style-type: none"> • Habitações construídas em cotas abaixo do <i>greid</i> da via • Lançamentos de galerias sujeitos à ação das marés 	<ul style="list-style-type: none"> • Implantação da infra-estrutura antes da ocupação (NE) • Ordenamento urbano que considere a dinâmica marinha (NE)
<ul style="list-style-type: none"> • Implantação de drenagem de forma fragmentada • Canalização de rios e córregos 	<ul style="list-style-type: none"> • Sistemas implantados inadequados e problemáticos <ul style="list-style-type: none"> • Isolamento do aquífero; • Prejuízos ao meio ambiente; <ul style="list-style-type: none"> • Enchentes a jusante; • Favorecimento às ligações clandestinas de esgoto. 	<ul style="list-style-type: none"> • Plano Diretor de Drenagem Urbana (NE) • Restauração de rios canalizados integrados com os demais planos municipais (E)
<ul style="list-style-type: none"> • Estações Elevatórias de Esgoto sem grupo gerador de energia e sem manutenção, com extravasor ligado para galeria pluvial • Estações Elevatórias de Esgoto implantadas no Sub-solo dos passeios públicos • Lixo nas ruas e terrenos baldios (plásticos, garrafas PET, etc) 	<ul style="list-style-type: none"> • Poluição das praias que têm lançamentos de galerias pluviais • Dificuldade de identificação da fonte poluidora nas praias receptoras de lançamentos de galerias • Entupimento de galerias e canais. 	<ul style="list-style-type: none"> • Obrigatoriedade do uso de geradores nas EEE e manutenção sistemática (E) e (NE) • Obrigatoriedade de reserva de espaços destinados às EEE nos loteamentos aprovados (NE) e (E) • Grelhas nas entradas das bocas de lobo • Conscientização da população. • Eficiência da coleta de lixo (NE) e (E)

(E) – medidas estruturais; (NE) – medidas não estruturais.

Segundo MIGUEZ (2001), problemas de drenagem urbana devem ser tratados de forma sistêmica, observando as interrelações entre rede de drenagem e paisagem urbana. No dimensionamento da drenagem urbana, a vazão de projeto deve ser determinada através da análise dos métodos mais adequados. O método racional é

aplicável em bacias cuja área de drenagem seja inferior a 3km². Para bacias maiores recomenda-se a utilização de métodos baseados na teoria do hidrograma unitário (JUNIOR, 2008).

Em seguida é fundamental a determinação do período de retorno que a estrutura deve escoar ou amortecer. O seu estabelecimento está associado ao grau de proteção conferido a população. No entanto, existe uma grande dificuldade de se estabelecer objetivamente o período de retorno. Algumas entidades estabeleceram este período, adotando o tipo de obra como critério de projeto. Normalmente estruturas ligadas à microdrenagem são dimensionadas para uma chuva de 2 a 10 anos, enquanto a macrodrenagem pode ir de 20 a 50 anos de tempo de recorrência.

A macrodrenagem será responsável pelo escoamento do deflúvio da bacia, ou seja, a quantidade total de água que alcança os cursos fluviais, incluindo o escoamento pluvial, que é imediato, e a quantidade de água que, pela infiltração, vai se juntar a ela de modo lento (GUERRA, 1975).

2.3 Medidas de Controle

As ações de controle de cheias urbanas podem ser classificadas em estruturais, quando o homem modifica a paisagem, e em não estruturais, quando o homem aprende a conviver com as enchentes. No primeiro caso estão as medidas de controle através de obras hidráulicas, tais como barragens, diques e canalização, entre outras. No segundo caso, encontram-se medidas do tipo preventivo, tais como zoneamento de áreas de inundação, sistema de alerta, educação ambiental, lei de parcelamento e uso dos solos e seguros contra inundação (TUCCI et al., 1995). Naturalmente as medidas estruturais são mais onerosas que as não estruturais.

Segundo MIGUEZ (2001), a abordagem tradicional do problema de cheias urbanas focaliza basicamente a sua consequência, buscando medidas estruturais para se ajustar rios e canais às novas vazões encontradas, promovendo obras em calhas e ignorando as causas do processo de enchentes urbanas. Esta abordagem usualmente leva a intervenções de grande porte, custosas e causadores de grandes transtornos e impactos à população atingida durante sua implantação, especialmente se esta se dá em um meio densamente urbanizado. Estas intervenções, além de não terem a preocupação de restaurar as condições anteriores à própria urbanização, usualmente têm o efeito de transferir as inundações para um ponto mais a jusante na bacia,

causando novos transtornos ou agravando os alagamentos em uma outra área, sem efetivamente solucionar o problema de inundações.

De forma mais moderna, e cada vez mais presente nas discussões técnicas e científicas, aborda-se o problema de cheias urbanas sob nova ótica, integrada. Considera-se mais importante, atualmente, tratar o problema em sua causa, e de forma sistêmica, com atuações distribuídas sobre a paisagem urbana de forma a reduzir e retardar picos de cheia, permitindo ainda a recarga do lençol freático, buscando restaurar as condições aproximadas do escoamento natural. Assim, reservatórios temporários de acumulação podem ser boas soluções para a realização desses objetivos, podendo ainda integrar o ambiente urbano harmoniosamente na medida em que podem ser projetados como áreas de lazer em tempo seco. Essas soluções conjuntas constituem um mosaico integrado que trata a bacia como um sistema, fugindo do eixo exclusivo gerado pela observação direta da rede de canais e da anterior tendência de escoar grandes volumes de água com rapidez, em termos locais.

O processo de controle de cheias urbanas passa, necessariamente, pelo entendimento de que a bacia funciona como um sistema todo integrado, e que ações sem a visão do conjunto, normalmente, apenas transferem os problemas de lugar. Medidas estruturais bem como medidas não estruturais devem ser compatibilizadas com o projeto de crescimento urbano. Ao se falar de medidas não estruturais, inclui-se aí os mapas de inundação para o zoneamento urbano, a educação dos habitantes das cidades para o aprendizado de convivência harmônica com os rios e suas cheias naturais, implantando conceitos de preservação ambiental e não desmatamento, disposição adequada do lixo doméstico, entre outros. É importante difundir a noção de que todos são responsáveis pelo ambiente urbano e um dos princípios fundamentais é o que prega a ideia básica de não se ampliar a cheia natural.

2.3.1 Medidas estruturais

As medidas de controle de escoamento que envolve a adoção de medidas estruturais podem ser classificadas, de acordo com TUCCI (1995), conforme a sua ação na bacia, como:

- Distribuídas: tipo de controle que atua em praças, lotes e passeios, também chamadas de medidas de controle na fonte.

- Na microdrenagem: controle sobre o hidrograma de um ou mais loteamentos, redimensionamento de galerias, ou através de reservatórios de armazenamento ligados a microdrenagem a montante da macrodrenagem, interligando as redes. Além de amortecer o pico da cheia, eles melhoram a qualidade do efluente uma vez que retêm parte dos sedimentos afluentes.

- Na macrodrenagem: controle sobre os rios e canais urbanos, projetados para transportar água numa vazão maior que a do leito natural; reservatórios de amortecimento de cheias localizados próximos à calha ou nas encostas, na parte alta das bacias; dragagem do fundo do rio ou canal, facilitando o escoamento da cheia.

A seguir serão descritas algumas concepções de intervenção apresentadas em TUCCI e GENZ (1995); SOUZA et al. (1997); Araújo et al (2000); SEMADS (2001); AMEC (2001), com vista ao melhor entendimento de seus respectivos funcionamentos bem como de seus efeitos, positivos ou negativos, sobre a rede de drenagem.

Medidas estruturais de controle distribuído trabalham, principalmente, com os conceitos de infiltração ou armazenamento. As medidas de infiltração podem ir desde adoção de calçamentos permeáveis, planos de infiltração e até ações de reflorestamento com o objetivo de propiciar maior infiltração no solo. Segundo URBONAS e STAHR (1993), as vantagens e desvantagens dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação são:

- Aumento da recarga; redução de ocupação antrópica em áreas com lençol freático baixo; preservação da vegetação natural; redução da poluição transportada para os rios; redução das vazões máximas à jusante; redução dos tamanhos dos condutos.

- Os solos de algumas áreas podem ficar impermeáveis com o tempo; a falta de manutenção pode ser crítica para seu funcionamento; aumento do nível do lençol freático, atingindo construções em subsolo.

A seguir serão apresentados alguns dos principais exemplos de medidas de controle de enchentes baseadas no conceito de infiltração.

Reflorestamentos propiciam inúmeros benefícios, como melhorias na qualidade e quantidade d'água, atenuação do microclima local, aumento de áreas de recreação e lazer e manutenção de recursos genéticos florísticos e faunísticos.

Se as ações de reflorestamento forem feitas em áreas estratégicas, bons resultados podem ser atingidos na diminuição do escoamento superficial, devido à infiltração, com o conseqüente aumento da vazão de base da bacia hidrográfica.

As ações de reflorestamento reduzem a erodibilidade do solo na bacia, diminuindo o transporte de sólidos para a macrodrenagem, minimizando o assoreamento, causador de perda da capacidade de descarga da rede de macrodrenagem. A cobertura vegetal atua como dissipador de energia, controle de erosão das margens, reserva de área de inundação, aumento da permeabilidade do solo (FORESTER COMMUNICATIONS, 2004).

Valos de Infiltração são dispositivos de drenagem lateral, muitas vezes utilizados paralelos às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais (figuras 2.1). Concentram o fluxo das áreas adjacentes e criam condições para infiltração ao longo do seu comprimento, devendo ter volume suficiente para não ocorrer transbordamento, enquanto não ocorre toda a infiltração, funcionando como um reservatório de detenção, na medida em que a vazão que escoar para a vala seja maior do que a sua capacidade de infiltração. Nos períodos com pouca precipitação ou de estiagem, ele é mantido seco. Esse dispositivo é de grande aplicação para o tratamento da qualidade do escoamento superficial, permitindo remoção de até 80% dos sólidos em suspensão (AMEC, 2001).



Figura 2.1 - Valo de infiltração (AMEC, 2001).

As trincheiras de infiltração (figura 2.2 e figura 2.3) têm seu princípio de funcionamento no armazenamento da água por tempo suficiente para sua infiltração no solo, tendo bom desempenho na redução dos volumes escoados e das vazões máximas de enchentes.

Essas estruturas são constituídas por valetas preenchidas por seixos (brita ou outro material granular), com uma porosidade em torno de 35%. Um filtro de geotêxtil é colocado envolvendo o material de enchimento, sendo recoberto por uma camada de seixos, formando uma superfície drenante. Além da função estrutural, o geotêxtil impede a entrada de finos na estrutura, reduzindo o risco de colmatção, podendo ainda funcionar como filtro anti-contaminante (BALADES et al., 1998).

Ao interceptar o escoamento superficial, a trincheira de infiltração propicia a recarga do lençol freático, preservando a vazão de base, também funcionando como um dispositivo de tratamento da qualidade de água do escoamento superficial, permitindo remoção de até 80% dos sólidos em suspensão (AMEC, 2001).

Trincheiras de infiltração são aplicáveis em áreas residenciais e comerciais de média a alta densidade de ocupação, onde o solo é suficientemente permeável, sendo capaz de garantir uma taxa de infiltração razoável, e o nível do lençol freático é baixo o suficiente de forma a evitar a sua contaminação.



Figura 2.2 - Trincheira de infiltração (AMEC, 2001).



Figura 2.3 - Trincheira de infiltração (CASQA, 2003).

Pavimento permeável é um dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado através de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de pedras localizado sob a superfície do terreno (URBONAS e STAHRÉ, 1993). Segundo SCHUELLER (1987), os pavimentos permeáveis são compostos por duas camadas de agregados (uma, de agregado fino ou médio e outra, de agregado graúdo) mais a camada do pavimento permeável propriamente dito.

O escoamento infiltra rapidamente pelo revestimento poroso (espessura de 5 a 10 cm), passa por um filtro de agregado de 1,25 cm de diâmetro e espessura de aproximadamente 2,5 cm e vai para uma câmara ou reservatório de pedras mais profundo, com agregados de 3,8 a 7,6 cm de diâmetro (ARAUJO, et al., 2000). A capa de revestimento permeável somente age como um conduto rápido para o escoamento chegar ao reservatório de pedras.

O escoamento, neste reservatório, poderá então ser infiltrado para o subsolo ou ser coletado por tubos de drenagem e transportado para uma saída. Assim, a capacidade de armazenamento dos pavimentos porosos é determinada pela profundidade do reservatório de pedras subterrâneo (mais o escoamento perdido por infiltração para o subsolo). URBONAS e STAHRÉ (1993) classificam os pavimentos permeáveis basicamente em três tipos:

- pavimento de asfalto poroso;
- pavimento de concreto poroso;
- pavimento de blocos de concreto vazado preenchido com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.

Os pavimentos permeáveis têm aplicação na redução da parcela do escoamento superficial em passeios, estacionamentos, quadras esportivas e ruas de pouco tráfego, reduzindo os efeitos da impermeabilização da bacia urbana (figuras 2.4). Como desvantagem, especialmente para o Brasil, tem-se o custo de manutenção do sistema para evitar a colmatção com o tempo e um maior investimento direto na construção.



Figura 2.4 - Pavimento permeável (AMEC, 2001).

As vantagens e desvantagens das medidas de armazenamento são respectivamente, a redistribuição temporal dos volumes escoados, e o fato de não haver redução de volume, o que pode fazer com que picos de cheia se combinem em um tempo maior se o sistema não for estudado como um todo. A seguir serão apresentados os principais exemplos de medida de controle de enchente baseado no conceito de armazenamento.

Áreas de estacionamento e parques esportivos podem ser utilizadas para reter parte do volume de escoamento superficial, gerado pela própria superfície ou por áreas adjacentes, desde que, no projeto, se leve em consideração critérios de frequência com que se formam as lâminas nas superfícies, o tempo de esvaziamento e a altura da lâmina.

Segundo AMEC (2001), essas áreas devem ter capacidade para armazenar a cheia de 25 anos de recorrência. Vertedores de emergência devem ser previstos para cheias de maior tempo de recorrência, tendo como diretriz não causar impactos significativos a jusante.

a) Armazenamento em estacionamentos

A utilização de estacionamentos como área de detenção de escoamento deve ser planejada com mínima interferência a pedestres e tráfego de veículos durante uma tempestade. Áreas perimetrais de grandes estacionamentos são ideais para esse tipo de controle. Existem duas formas típicas de aproveitamento (AMEC, 2001):

- Utilizando áreas alagáveis ao longo de trechos com meio-fio elevado;
- Áreas de depressão do pavimento do estacionamento.

Deve-se evitar que a lâmina seja superior a 20cm para uma cheia de dez anos de retorno, com esvaziamento de até 30 minutos. A área de armazenamento deve ter uma declividade mínima de 0,5% no sentido do dispositivo de saída, garantindo a total drenagem após a precipitação.

b) Parques esportivos

Através da construção de bermas ou taludes no entorno de campos de futebol, pistas de atletismo, etc., criam-se grandes áreas de armazenamento. A vazão efluente pode ser controlada através de um orifício ou outra estrutura de controle do escoamento.

O armazenamento em telhados das casas e edifícios pode fornecer bons resultados na redução do escoamento superficial em áreas densamente ocupadas (figuras 2.5 e 2.6).

O armazenamento em telhados, entretanto, apresenta algumas dificuldades inerentes a sua estrutura, que passa a necessitar de um grande reforço para suportar sobrecargas e a impermeabilização do telhado (laje) devendo obter uma vida útil mínima de 30 anos (AMEC, 2001), exigindo, ainda, constante manutenção.



Figura 2.5- Detenção em telhados (WOODWORTH, 2002).

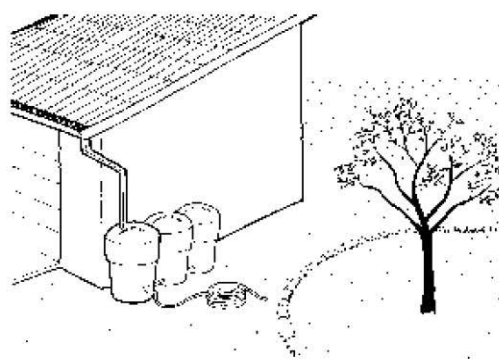


Figura 2.6 - Detenção em telhados (ARIZONA, 2003).

Os reservatórios de lote apresentam-se como medidas de controle de cheias urbanas, dispostas de forma distribuída na bacia hidrográfica, e consistem em pequenos reservatórios de detenção em lotes urbanizados, que, em conjunto, buscam restaurar a capacidade de armazenar parte da chuva e retardar o escoamento que a bacia tinha antes de seu desenvolvimento.

SCHILLING (1982), TSUCHIYA (1978) e O'LOUGHLIN et al (1995) analisaram as vantagens e desvantagens dos reservatórios de lote. As vantagens são: (i) não transfere para jusante o impacto da urbanização; (ii) o sistema é equitativo, já que coloca a responsabilidade do controle para quem implementa a urbanização e se beneficia dela; (iii) problemas são resolvidos na origem; (iv) controle da qualidade da água. As desvantagens são: (i) sob algumas condições hidrológicas, armazenamento localizados nas partes mais baixas das bacias podem aumentar as taxas de escoamento a jusante devido a hidrogramas retardados; (ii) a manutenção é o maior problema, criando obrigações pesadas aos proprietários.

Despontam também como uma oportunidade de o seu proprietário utilizar as águas da chuva para consumo próprio, de forma não potável, tornando-se um empreendimento economicamente atraente, e aumentando a oferta global de água no sistema de abastecimento (MAGALHÃES, 2003).

É evidente que um pequeno reservatório é incapaz de regularizar eficientemente o volume de chuva, que ocorre de forma desigual durante o ano. Entretanto, o reservatório de lotes tem potencial para funcionar com duas finalidades:

- combater as cheias urbanas na fonte e de forma distribuída na bacia, com grande eficiência para retardar ou interromper o escoamento do lote para a drenagem urbana;

- abastecer as residências totalmente ou em parte, tornando-se viável economicamente para o proprietário do lote, além de representar um acréscimo na oferta de recursos hídricos no sistema de abastecimento urbano, ajudando a diminuir problemas de estresse hídricos na bacia.

Reservatórios de Detenção e Retenção são aqueles que armazenam água durante a passagem do pico das cheias e esvaziam em um momento posterior. Esta redistribuição temporal é responsável pela diminuição da vazão do pico. O armazenamento artificial vem substituir o que ocorria naturalmente na bacia pela interceptação vegetal e pelo armazenamento no solo após infiltração, e foi eliminado ou muito diminuído pelo processo de urbanização.

Os reservatórios podem ser dimensionados para permanecerem secos durante a estiagem (reservatórios de detenção: figura 2.7) ou manterem uma lâmina mínima, e conseqüente volume morto (reservatórios de retenção: figura 2.8). A manutenção de uma lâmina tem a vantagem de evitar o crescimento de vegetação indesejável no fundo, sendo o reservatório mais adequado para controle de qualidade de água. O reservatório mantido seco tem as vantagens de aproveitar melhor o espaço e liberar a área para outros usos. Os reservatórios de detenção são os mais utilizados nos Estados Unidos, Canadá e Austrália (TUCCI e GENZ, 1995).

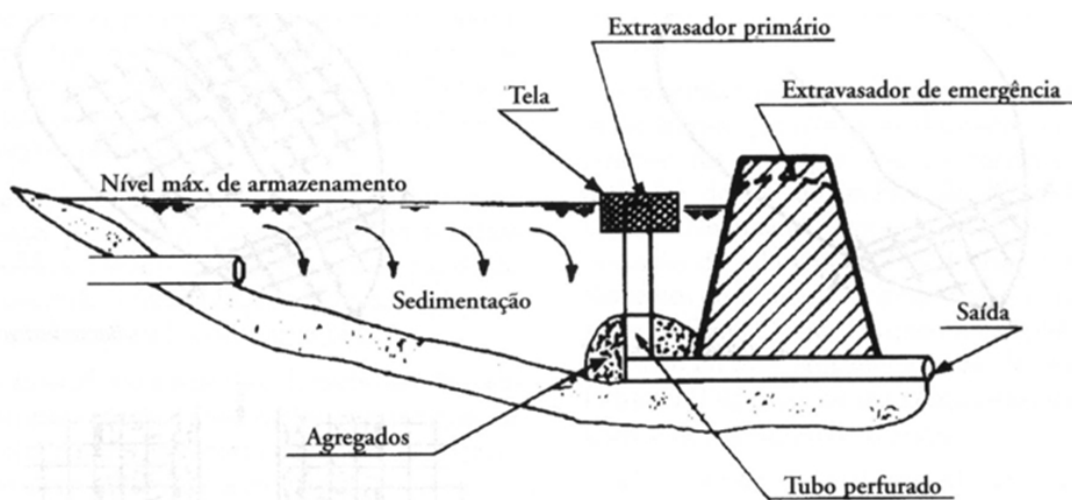


Figura 2.7 - Perfil esquemático de um reservatório de detenção (MAIDMENT, 1993).

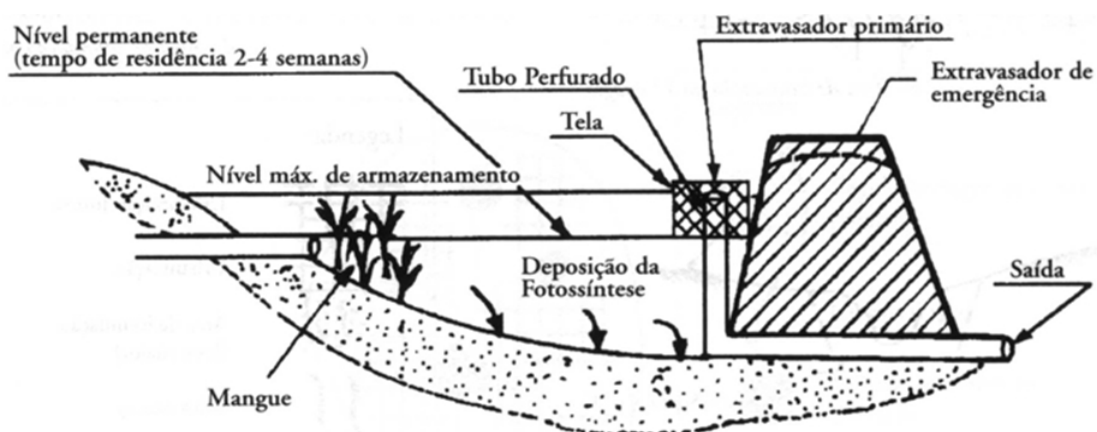


Figura 2.8 - Perfil esquemático de um reservatório de retenção (MAIDMENT, 1993).

A sua utilização se dá tanto na macrodrenagem como na microdrenagem, sendo as dimensões a diferença entre as aplicações. Os reservatórios devem se localizar em talvegues para concentrar vazões e ter maior efeito. Parques públicos e praças são locais que geralmente dispõem de espaço e tendem a não ser utilizados durante a chuva. São, portanto, apropriados para reservatórios do amortecimento, podendo, se for o caso, aproveitar lagos pertencentes a própria conformação do parque. Na figura 2.9 pode-se ver um esquema de reservatório de detenção.

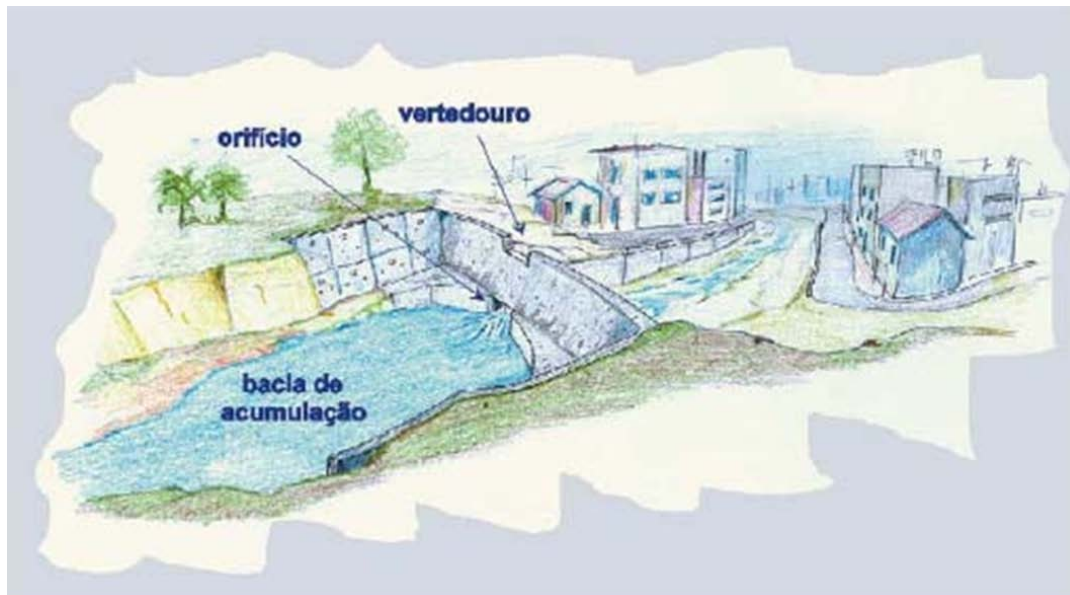


Figura 2.9 - Reservatório de detenção (SEMADS, 2001).

O uso de reservatórios de detenção em áreas altamente urbanizadas pode ser por demais custoso, já que este tipo de empreendimento necessita de grandes áreas para amortecimento da cheia, tomando-se uma medida inviável econômica e socialmente. Uma possível solução seria utilizar reservatórios de detenção em

encosta, em talvegues nas vertentes, de forma a aproveitar a disponibilidade dessas áreas (figura 2.10).

MIGUEZ (2001) simulou o efeito desses reservatórios no sistema de drenagem da bacia do Canal do Mangue, no escopo de um projeto realizado pela Escola de Engenharia da UFRJ para a prefeitura da cidade do Rio de Janeiro, verificando que seu efeito era muito satisfatório na região próxima das barragens, perdendo eficiência à medida que se distanciava das mesmas. Mesmo assim, foi verificada uma diminuição de aproximadamente 50% na inundação da Praça da Bandeira, região mais baixa e crítica da bacia.

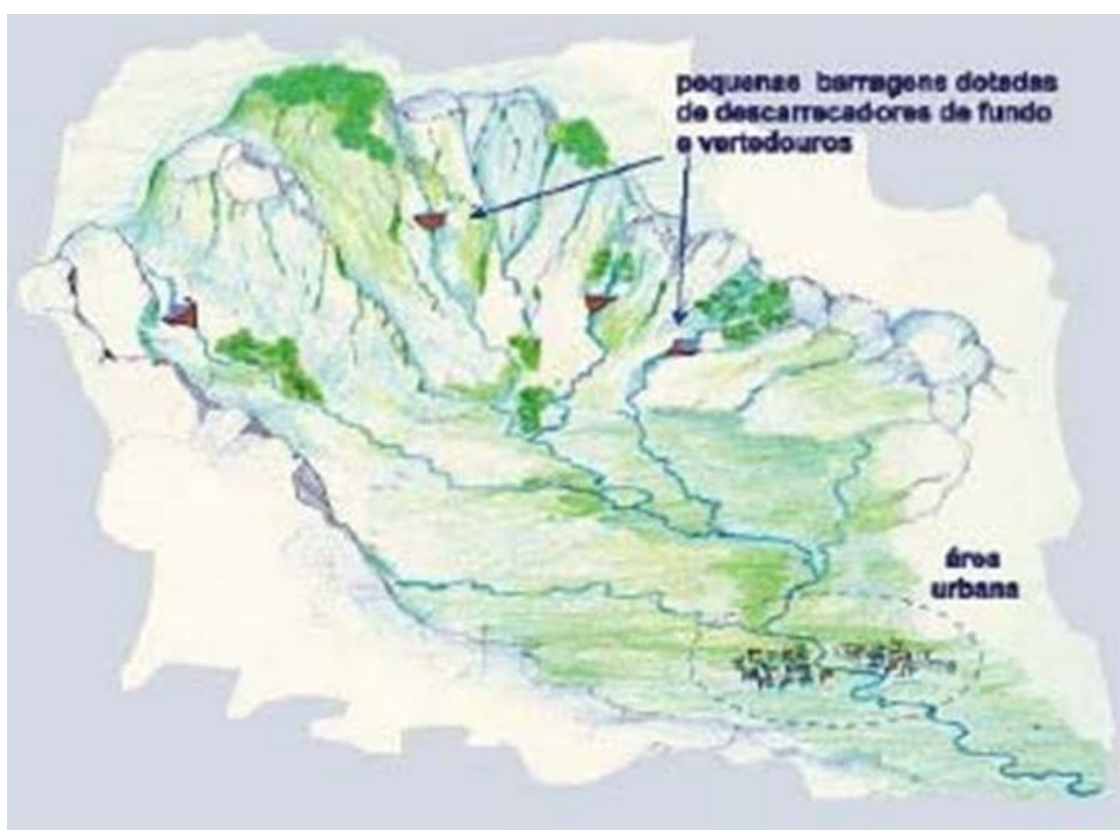


Figura 2.10 - Reservatório de retenção em encostas (SEMADS, 2001).

O projeto dos reservatórios deve prever o mínimo de operação. Basicamente, ele deve funcionar sozinho, necessitando apenas de limpezas de manutenção após as cheias. O dimensionamento dos reservatórios é feito de acordo com a sua função. As possíveis funções são:

- Controle da vazão máxima: este é o caso típico do controle de enchentes. O reservatório é usado redistribuindo o volume de água no tempo de forma a manter as condições de vazão máxima preexistentes na área desenvolvida, regularizando o escoamento;

- Controle do volume: este é o caso quando as preocupações maiores são com a qualidade das águas. Como a capacidade de uma estação de tratamento é limitada, é necessário armazenar o volume para que possa ser tratado. O reservatório também é utilizado para deposição de sedimentos e depuração de poluentes pela manutenção do volume por mais tempo na bacia. O tempo de retenção, que é a diferença entre o centro de gravidade do hidrograma de entrada e o de saída, é um dos indicadores utilizados para avaliar a capacidade de depuração do reservatório.

- Controle do material sólido: quando o transporte de sedimentos na bacia é significativo, este dispositivo pode reter parte dos sedimentos e diminuir o risco de assoreamento no sistema de drenagem.

Os pôlderes podem ser uma boa alternativa em áreas muito baixas com relação à drenagem principal de uma região. Esse tipo de solução reúne a combinação da construção de diques, eliminando a influência dos extravasamentos do curso de água principal sobre a área alvo e a implantação de sistema de drenagem local. O sistema de drenagem, nesse caso, será projetado em cotas mais baixas que os níveis d'água críticos do rio principal. Dentro da área do pôlder, as águas podem ser esgotadas por sistema de microdrenagem convencional, isto é, bocas de lobo, coletores secundários e principal, ou por meio de valetas a céu aberto, que direcionam as águas de chuva para um canal de cintura e/ou bacia de acumulação temporária do deflúvio da drenagem local, conhecida como reservatório pulmão (figura 2.11).

Dependendo das características topográficas do terreno, os volumes armazenados serão posteriormente entregues à drenagem principal, após a passagem da enchente, por meio da operação de comportas e/ou bombeamento através de estações elevatórias.

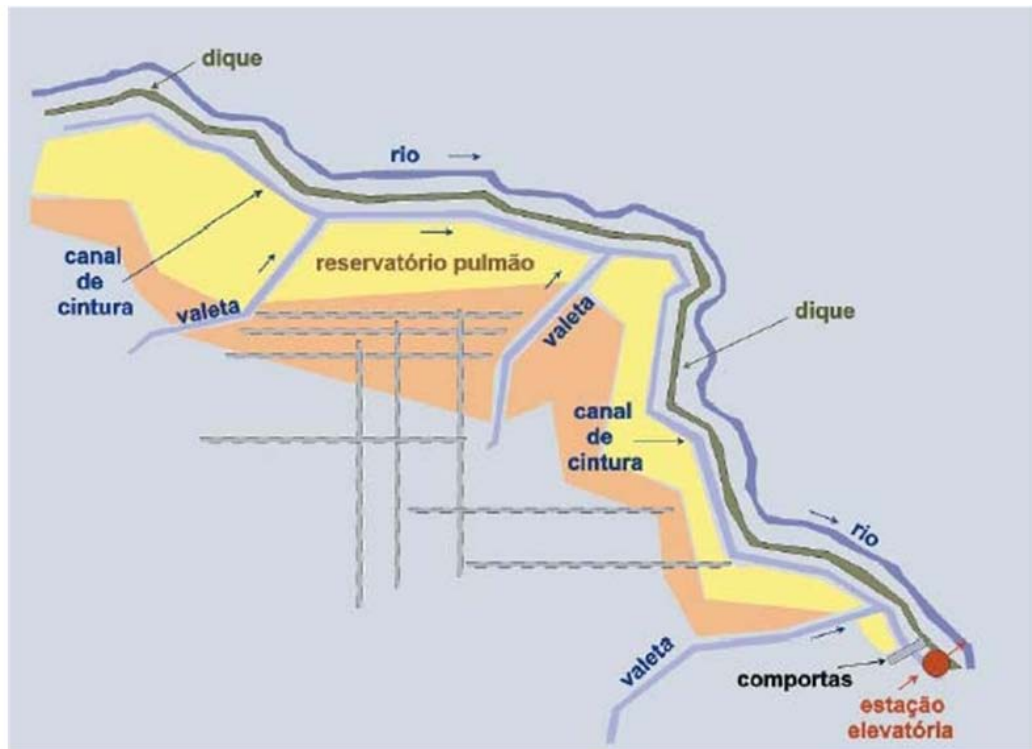


Figura 2.11 - Polder (SEMADS, 2001).

Na macrodrenagem, a canalização é a medida estrutural intensiva de aumento da eficiência do escoamento. A canalização amplia a capacidade do rio em transportar uma determinada vazão, ou seja, sua condutância, através do aumento da seção, diminuição da rugosidade ou aumento da declividade da linha-d'água. Como em outros casos, essa medida pode ser ineficaz se houver restrição a jusante, como o nível do mar, ou se existirem obstruções na rede de drenagem.

O aprofundamento do canal rebaixa a linha-d'água, podendo evitar inundações, mas essa medida, com o aumento da extensão do trecho a proteger, pode se tornar economicamente inviável. Na macrodrenagem, o uso da canalização está relacionado ao sistema público de coleta de águas pluviais.

Os diques são barramentos que margeiam o rio, impedindo o alagamento das várzeas de inundação, ocupadas pela urbanização (figura 2.12). Eles podem ser de dois tipos:

- Diques perimetrais: proteção contra inundações de uma determinada região sem que haja confinamento do escoamento, protegendo-se apenas uma margem do curso d'água, portanto sem elevação significativa do nível d'água.
- Diques longitudinais: proteção contra inundações de uma determinada região com confinamento do escoamento, diminuindo a seção transversal secundária do

curso d'água, o que provoca elevação do nível d'água. Porém, ele também aumenta enormemente a eficiência hidráulica do rio, aumentando sua velocidade e, por consequência, sua capacidade condutiva.

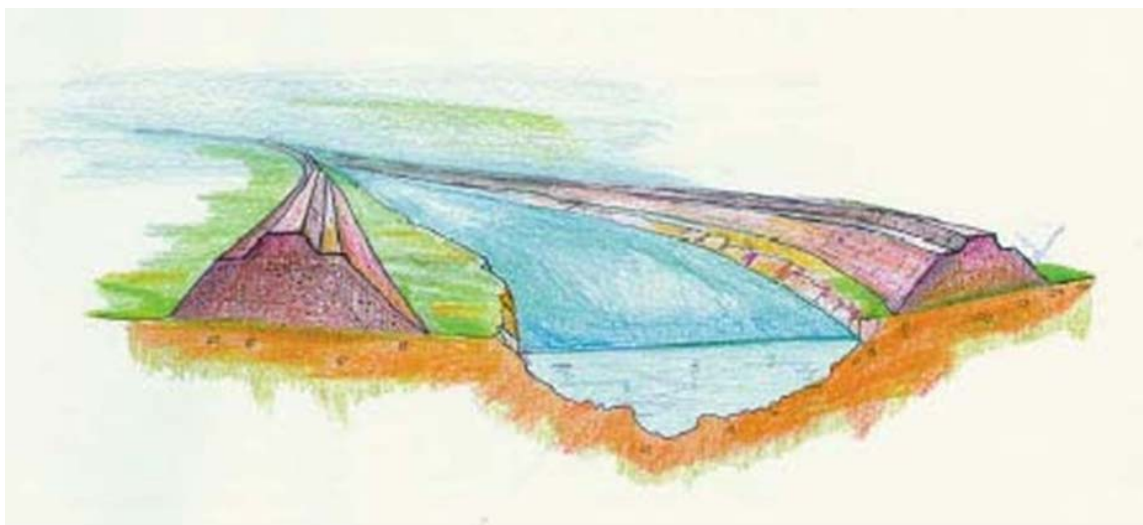


Figura 2.12 - Dique marginal (SEMADS, 2001).

O projeto e a construção do dique deve ser criteriosa e responsável. No caso de sua ruptura, as consequências negativas serão de maior magnitude do que se não existisse o dique. Onde há risco de vida para a população, como em bacias urbanizadas, a segurança deve ser maior, associada a medidas não estruturais, como um sistema de previsão de cheias e alerta em curto prazo.

Os desvios de rio é um tipo de solução em drenagem urbana que está restrito aos casos extremos, onde não há espaço para medidas de armazenamento, infiltração e mesmo canalização. Apresenta custos muito altos e representa uma alteração enorme do sistema de drenagem natural, com grandes riscos associado a um possível rompimento dos diques.

Têm como objetivo derivar parte do escoamento do curso d'água, em algum ponto, para a proteção de uma região a jusante (figura 2.13). Esta solução pode ser combinada com os diques marginais.

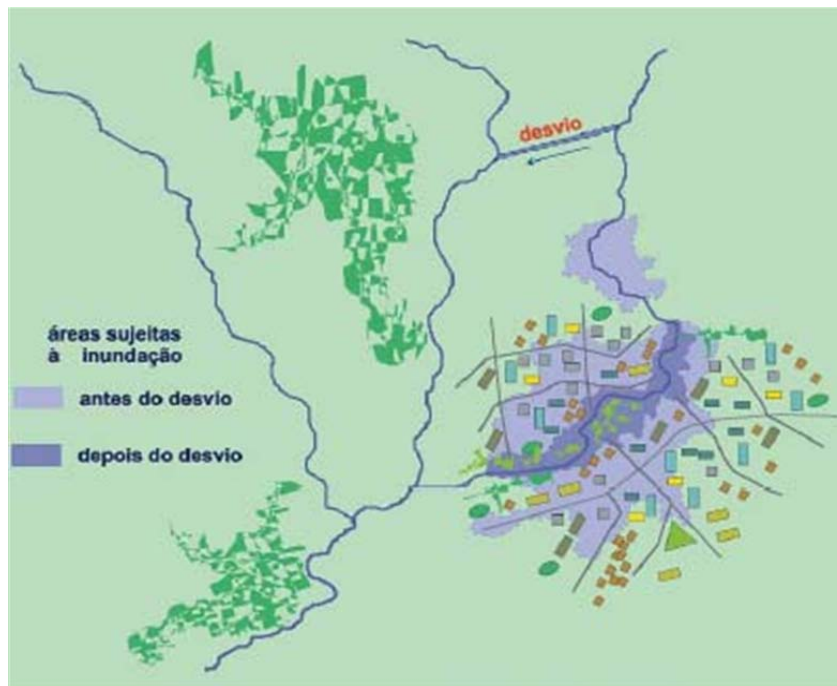


Figura 2.13 - Desvio de rio (SEMADS, 2001).

2.3.2 Medidas não estruturais

Projetar medidas estruturais para a eliminação total das inundações em meio urbano é econômica e fisicamente inviável, já que exige o conhecimento e a proteção contra a maior enchente possível, que é evidentemente desconhecida.

As medidas não estruturais, em conjunto com as anteriores, ou sem as mesmas, podem minimizar significativamente os prejuízos, com um custo menor. Em Denver (Estados Unidos), em 1972, o custo de proteção por medidas estruturais de um quarto da área inundável era equivalente ao de medidas não estruturais para proteger os restantes três quartos da área.

JOHNSON (1978) identificou as seguintes medidas não estruturais: instalação de vedação temporária ou permanente nas aberturas das estruturas; elevação de estruturas existentes; construção de novas estruturas sob pilotis; construção de pequenas paredes ou diques circundando a estrutura; relocação ou proteção de artigos que possam ser danificados dentro da estrutura existente; relocação de estruturas para fora da área de inundação; uso de material resistente a água ou novas estruturas; regulamentação da ocupação da área de inundação por cercamento; regulamentação de subdivisão e código de construção; compra de áreas de inundação; seguro de inundação; instalação de serviço de previsão e de alerta de enchente com plano de evacuação; adoção de incentivos fiscais para um uso prudente

da área de inundação; instalação de avisos de alerta na área; e adoção de políticas de desenvolvimento.

TUCCI (1993), por sua vez, agrupa as medidas não estruturais contra inundação em: regulamentação do uso do solo, construções a prova de enchentes, seguro de enchente, previsão e alerta de inundação.

A combinação das medidas não estruturais permite reduzir os impactos das cheias e melhorar o planejamento da ocupação da várzea. Como o zoneamento de inundação pressupõe a ocupação com risco, torna-se necessário que exista um sistema de alerta contra enchentes. O seguro e a proteção individual contra enchente são medidas complementares, necessárias para minimizar impactos sobre a economia da população.

A limpeza dos logradouros é rotineiramente feita em áreas urbanas, principalmente para o controle do lixo. A frequência da limpeza varia de uma ou mais vezes por dia, em áreas comerciais, a uma vez ao ano ou menos, em estradas. A eficiência da limpeza na remoção de material sólidos é mostrada na tabela 2.3.

Enquanto que a varredura de sólidos grosseiros é de grande importância para se prevenir que, numa tempestade, eles sejam carregados para a rede de micro e macrodrenagem, causando obstrução e/ou assoreamento da seção de escoamento, a remoção das partículas de menores dimensões é, em geral, de grande importância em termos de melhoria da qualidade de água do escoamento superficial.

Tabela 2.3 - Eficiência na limpeza de logradouros (BUTLER e DAVIES, 2000).

Tamanho da partícula (μm)	Eficiência de remoção (%)	
	Varredura manual	Aspiração
> 5600	N/D	90
5600 – 1000	57	91
1000 – 300	46	84
300 – 63	45	77
< 63	25	76

Com relação à **educação ambiental**, a Agenda 21 estabelecida pela ONU em 1992 afirma, no seu capítulo 36.3, que "(...) A educação é fator crítico na promoção do desenvolvimento sustentável e na capacitação de pessoas para lidarem com as

questões de meio ambiente e desenvolvimento (...) É de fundamental importância na formação de uma consciência, valores e atitudes ecológicos que sejam coerentes com o desenvolvimento sustentável e adequados para a participação efetiva do público na tomada de decisões. Para ser eficaz, (...) a educação (...) deveria tratar da dinâmica do meio ambiente físico / biológico e do meio socioeconômico, assim como do desenvolvimento humano (...)."

O desenvolvimento de práticas de educação ambiental coloca-se como uma estratégia para a minimização de transtornos decorrentes dos efeitos dos desastres naturais, e também como uma forma de inverter o processo de degradação do espaço coletivo (SOUZA, et al., 1997).

A presença de graves questões ambientais, como, por exemplo, lixo nas ruas, valas negras, falta de água tratada, fazem, obviamente, com que haja uma redução da qualidade de vida da população, refletindo o descaso generalizado com os direitos básicos dos cidadãos (SOUZA, et al., 1997).

A complexidade deste problema exige das autoridades governamentais e da sociedade esforços para promover e incentivar um processo educacional que permita inverter, a médio prazo, e minimizar, a curto prazo, a situação danosa atual (SOUZA, et al., 1997).

Um programa de educação ambiental deve estar vinculado às escolas, universidades, centros comunitários, instituições governamentais e meios de comunicação, incluindo noções de preservação dos diversos setores do meio ambiente, conscientização dos efeitos nocivos do destino inadequado do lixo, treinamento para as situações de emergência, promoção de amplas campanhas de conscientização através da mídia, inclusão de disciplinas ambientais nos ensinamentos fundamental e médio.

O zoneamento das áreas de inundação envolve a definição do uso do solo em áreas sujeitas ao extravasamento de um curso d'água. O zoneamento é baseado no mapeamento das áreas de inundação. Dentro dessa área, são definidas, associado a um tempo de recorrência, faixas de acordo com o risco de inundação e com a capacidade hidráulica de interferir nas cotas de cheia da várzea de inundação.

Nas áreas de maior risco não é permitida a habitação, podendo ser utilizada para recreação desde que o investimento seja baixo e não se danifique, como parques e

campos de esportes. Para cotas com menores riscos, são permitidas construções com precauções especiais. Além disso, são efetuadas recomendações quanto aos sistemas de esgoto sanitário, pluvial e viário.

O zoneamento das áreas de inundação engloba as seguintes etapas:

- a) Simulação de cenários para diferentes tempos de recorrência, determinando-se a cota máxima de inundação associada a cada um;
- b) Confecção de mapa das áreas de inundação;
- c) Levantamento da ocupação da população nas áreas de inundação;
- d) Zoneamento ou regulamentação de uso da terra, da área de inundação.

O WATER RESOURCE COUNCIL (1971) definiu zoneamento como:

"Zoneamento envolve a divisão de unidades governamentais em distritos e a regulamentação dentro desses distritos de: a) usos de estruturas e da terra; b) altura e volume das estruturas; c) o tamanho do lote e as densidades de uso. As características do zoneamento, que o distingue de outros controles, é que a regulamentação varia de distrito para distrito. Por essa razão o zoneamento pode ser usado para estabelecer padrões especiais para uso da terra em áreas de inundação. A divisão em distritos de terras através da comunidade é usualmente baseada em planos globais de uso, que orientam o crescimento da comunidade."

Para efeitos da delimitação das faixas do zoneamento de inundação podemos considerar a seção de escoamento do rio em três parcelas principais (figura 2.24):

- Zona de passagem de enchentes (Faixa 1);
- Zona com restrições (Faixa 2);
- Zona de baixo risco (Faixa 3).

Zona de passagem da enchente engloba o leito do rio e deve ficar liberada para funcionar hidraulicamente. Qualquer construção nessa área reduzirá a área de escoamento, com represamentos consideráveis das águas, podendo causar a submersão de áreas a montante desta seção. Portanto, em qualquer planejamento urbano, deve-se manter esta zona desobstruída.

A determinação dos limites da zona de passagem da enchente (figura 2.14) é feita determinando-se a seção para a qual a introdução de obstrução no restante da área de inundação, para a cheia de 100 anos, não causa aumento de nível no leito principal (TUCCI, 2002). Como esse valor é dificilmente nulo, adota-se um acréscimo máximo permitido de nível no leito principal. Um valor típico, adotado nos Estados Unidos, é de 30 cm de acréscimo.

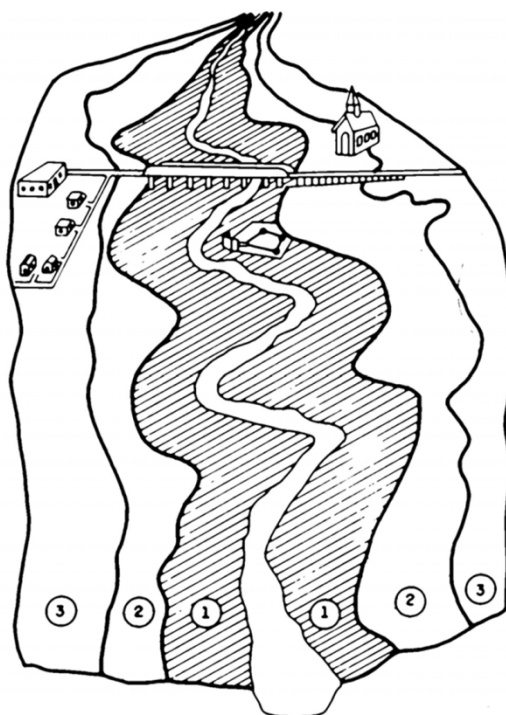


Figura 2.14 – Zonas de passagem de cheia (WATER RESOURCE COUNCIL, 1971).

Na construção de obras como ruas e pontes deve ser verificado se as mesmas produzem obstruções ao escoamento. Naquelas já existentes deve-se calcular o efeito da obstrução e verificar as medidas que podem ser adotadas para a correção. Não deve ser permitida a construção de aterro que obstrua o escoamento (TUCCI, 2002).



Figura 2.15 - Definição da zona de passagem de enchente (TUCCI, 2002).

Uma solução de uso sustentável para essas áreas é destinar essa faixa à reserva florestal, mantendo-a o mais próxima das condições naturais. Poderia também ser permitida a instalação de linhas de transmissão, condutos hidráulicos ou qualquer tipo de obra que não produza obstrução ao escoamento, como estacionamento, campos de futebol, entre outros.

Zona com restrições

Esta zona sofre inundações com tempo de recorrência da ordem de 5 a 25 anos. Devido às pequenas profundidades e baixas velocidades, não contribui muito para a drenagem da enchente. Os usos nessa faixa podem ser (WRIGHT-MCLAUGHLIN ENGINEERS CONSULTANTS, 1969):

- Parques e atividades recreativas ou esportivas cuja manutenção, após cada cheia, seja simples e de baixo custo, nas áreas de cota mais baixa (limite com a área de passagem da enchente);
- Habitação com mais de um piso, onde o piso superior ficará situado, no mínimo, no nível da enchente e estruturalmente protegida da enchente;
- Industrial-comercial, como áreas de carregamento, estacionamento, áreas de armazenamento de equipamento ou maquinaria facilmente removível ou não sujeitos a danos de cheia;
- Serviços básicos: linhas de transmissão, ruas e pontes, desde que corretamente projetados.

Zona de baixo risco

Esta zona possui pequena probabilidade de ocorrência de inundações, sendo atingida em cheias excepcionais, com tempo de recorrência de 50 a 100 anos, por pequenas lâminas d'água e baixas velocidades. A definição dessa área é útil para informar a população sobre a grandeza do risco a que está sujeita.

Nesta faixa pode-se dispensar medidas individuais de proteção para as habitações, nos moldes exigidos na faixa anterior, mas alertar a população da eventual possibilidade de enchente e indicar meios de evitar as perdas decorrentes, recomendando o uso de obras com mais de um piso, onde o segundo piso pode ser utilizado nos períodos críticos (TUCCI et al., 1985).

2.4 Sistemas lagunares

Na costa brasileira existem diversas lagoas e sistemas lagunares, muitas delas com grandes restrições de escoamento. Isso gera um desnível muito grande entre a

foz dos rios que ali desembocam e o nível médio do mar, além de reduzir significativamente a circulação de suas águas e conseqüente sua renovação. Em bacias urbanas cujos rios tenham foz nesses sistemas o problema se agrava. Normalmente carregados com uma grande quantidade de carga orgânica, a água dessas lagoas entram em processo de eutrofização, causando mau cheiro, impactos ambientais locais e, às vezes, até contaminação de moradores da região. Além disso, os desníveis entre a foz dos rios afluentes e o nível médio do mar são bastante maiores quando sob uma chuva intensa. Isso gera uma sobre-elevação do nível d'água no rio que se propaga para montante dos rios afluentes, aumentando os alagamentos de suas bacias, principalmente quando ocorre extravasamento do rio na calha.

Este item apresenta alguns estudos desenvolvidos em lagoas e sistemas lagunares, permitindo assim um maior conhecimento destes eco-sistemas e suas interações com as bacias afluentes.

MIZUTORI (2009) desenvolveu um extenso trabalho de monitoramento de índices de qualidade de água no Canal de Sernambetiba, na baixada de Jacarepaguá. Segundo ele, os sistemas lagunares da costa do Brasil têm sofrido impactos diretos e indiretos das ações antrópicas. A intensificação dos processos de colmatação das lagoas, somado aos elevados níveis de poluentes oriundos das descargas de esgotos domésticos e de efluentes industriais geram aumento da eutrofização e da contaminação dos corpos de água. Estes processos aumentam a frequência de mortandade da fauna das lagoas, cujo escoamento em direção ao mar (figura 2.17), na maioria das vezes, é condicionado pela oscilação da maré (MARQUES, 1984). Este fenômeno é observado frequentemente nas lagoas da baixada de Jacarepaguá.

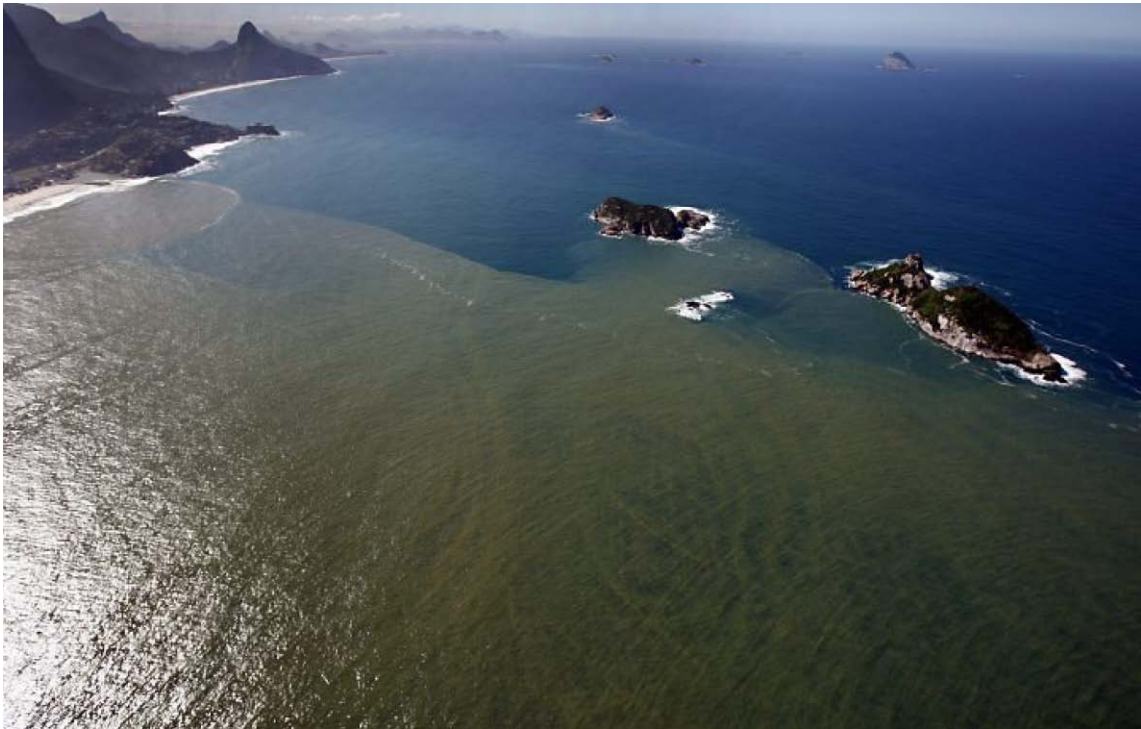


Figura 2.16 — Fotografia aérea da descarga do canal de Sernambetiba no mar.

A crescente descarga de resíduos sanitários provoca eutrofização, alterando a biota e em médio prazo, assoreando o corpo hídrico. Durante uma tempestade oceânica, a elevação do nível do mar gera uma maior percolação de águas marinhas, com alto nível de oxigênio dissolvido, em lagoas, lagunas ou rios. Esta água, rica em oxigênio, em contato com a carga orgânica, oriunda dos lançamentos sanitários, promove a proliferação de algas, consumindo todo o oxigênio disponível e causando mortandade de peixes e outros organismos. Os resíduos da mortandade acabam por sedimentar, provocando o assoreamento do corpo aquático (VALENTINI, 1994).

Na bacia hidrográfica da Baixada de Jacarepaguá encontram-se três lagoas principais, Tijuca, Jacarepaguá e Marapendi. Estas são paralelas as praias do Recreio dos Bandeirantes e da Barra da Tijuca. Vários cursos de água de regime torrencial são originados nos maciços que cercam a baixada, desaguando principalmente nas lagoas que se comunicam com o mar. No oeste da bacia há uma rede de drenagem na forma de "espinha de peixe" que é formada pelo canal de Sernambetiba (Rio Morto) e canais secundários (ROSA, 2002).

A Lagoa de Marapendi esta situada entre uma faixa de praias e as lagoas interiores (Tijuca e Jacarepaguá), tem formato alongado, dividida morfologicamente em 7 compartimentos que reduzem sua capacidade de renovação. Esta Lagoa esta ligada a Lagoinha pelo Canal das Taxas, que esta assoreado em alguns trechos e

bastante coberto por macrófitas. Atualmente observam-se neste canal algumas barreiras improvisadas para evitar que estas plantas cheguem ao mar ou ao Condomínio Maramar, de classe média alta. A Lagoa de Marapendi e a Lagoinha estão associadas a Unidades de Conservação Ambiental Municipais, a primeira a Área de Proteção Ambiental de Marapendi e a segunda está dentro da área do Parque Chico Mendes.

A baixada de Jacarepaguá é susceptível as inundações por causa da convergência das águas dos maciços que a cercam e por estar exposta a elevadas precipitações pluviométricas. Agravando este quadro está a ocupação dos leitos dos rios, desmatamento das matas ciliares, a impermeabilização do solo e o assoreamento progressivo das lagunas e canais, estimulado pelas pequenas declividades (CERQUEIRA, 2006). Segundo MARQUES (1984) as bacias fluviais que existem nos maciços estão submetidas a ação da ocupação humana. Essa ocupação tem promovido a intensificação do escoamento superficial das águas pluviais que aumenta a capacidade de transporte de sedimentos, originando novas condições para o processo de sedimentação lagunar.

Em sua dissertação de mestrado, MORAIS (2007) também tem como estudo de caso a bacia da Baixada de Jacarepaguá. Ela fez um trabalho simulando a ligação do sistema lagunar de Jacarepaguá com o canal de Sernambetiba, a fim de desenvolver melhorias na qualidade da água no sistema, que se encontra bastante degradada. Tal degradação se deve, segundo ela, a incorporação da área da Baixada de Jacarepaguá à malha urbana carioca, que vem fazendo todo o sistema lagunar sofrer a influência do processo ocupacional que a região apresenta. Além disso, aterros e desmatamentos, adicionados ao despejo de dejetos, rejeitos industriais, lixo e o aporte de água doce do esgotamento sanitário que vem se ampliando ao longo das últimas décadas, está acarretando problemas como assoreamento, mortandade de peixes, mudança na tonalidade da água, mau cheiro, “explosão” de algas, enchentes entre outras coisas (PIMENTA et al, 2003).

Por sua vez, o complexo lagunar da Baixada de Jacarepaguá lança no mar seus detritos industriais e domésticos, oriundos do despejo irregular de esgotos domésticos e 12 produtos químicos nos rios da região, através do Canal da Joatinga, refletindo nas praias da região os impactos ambientais encontrados nas lagoas (MOTÉ et al, 2005).

Deve-se destacar que as lagoas de Jacarepaguá, Camorim e Tijuca, por estarem num ambiente deprimido e por possuírem um canal de renovação muito estreito, têm uma taxa de renovação hídrica muito lenta. Isto faz com que os dejetos, resíduos e sedimentos mais pesados lançados diariamente em suas águas decantem, ou seja, o complexo lagunar de Jacarepaguá está se tornando uma grande lagoa de estabilização (PIMENTA et al, 2003).

MORAIS (2007) conclui que, de um modo geral, as melhorias hidrodinâmicas obtidas ao se ligar o sistema lagunar da Baixada de Jacarepaguá ao Canal de Sernambetiba são bastante significativas. Segundo ela, tais melhorias, expressas pelos aumentos de amplitude e prisma de maré e do módulo de velocidade nos canais, favorecerão a boa circulação hidrodinâmica do sistema lagunar e, conseqüentemente, a renovação hídrica do mesmo.

ANTIQUERA *et al.* (2005) desenvolveram um estudo sobre a distribuição sedimentar na laguna dos Patos, relacionando suas características com o comportamento hidrodinâmico local e comparando seus resultados com outras regiões estuarinas semelhantes. Segundo eles, as características sedimentares da área de estudo demonstram que para as maiores profundidades foi possível perceber a predominância de sedimentos finos. Já próximo às margens, houve grande predominância de areias, segundo eles, devido ao efeito dos ventos locais, que geram ondas de pequena amplitude e curto período, as quais não permitem a deposição de sedimentos mais finos que a areia. Para as regiões de menor energia é possível visualizar a deposição de sedimentos enriquecidos em silte e argila. A principal área de deposição destes sedimentos ocorre principalmente nas regiões mais protegidas, onde o contato com as incursões de água salgada favorece a deposição destes sedimentos por floculação. Foi utilizado o Diagrama de PEJRUP (1988), que, segundo eles, permitiu retratar as condições hidrodinâmicas para o tipo de sedimento encontrado na região. Eles salientam ainda que a utilização destes dados a fim de caracterizar a região de forma permanente deve ser evitada, visto ser esta região altamente dinâmica e a textura do fundo variável em função do regime hidrodinâmico atuante. Veja na figura 2.16 o Diagrama de PEJRUP (1988), que determina a fração de areia de acordo com a intensidade hidrodinâmica local.

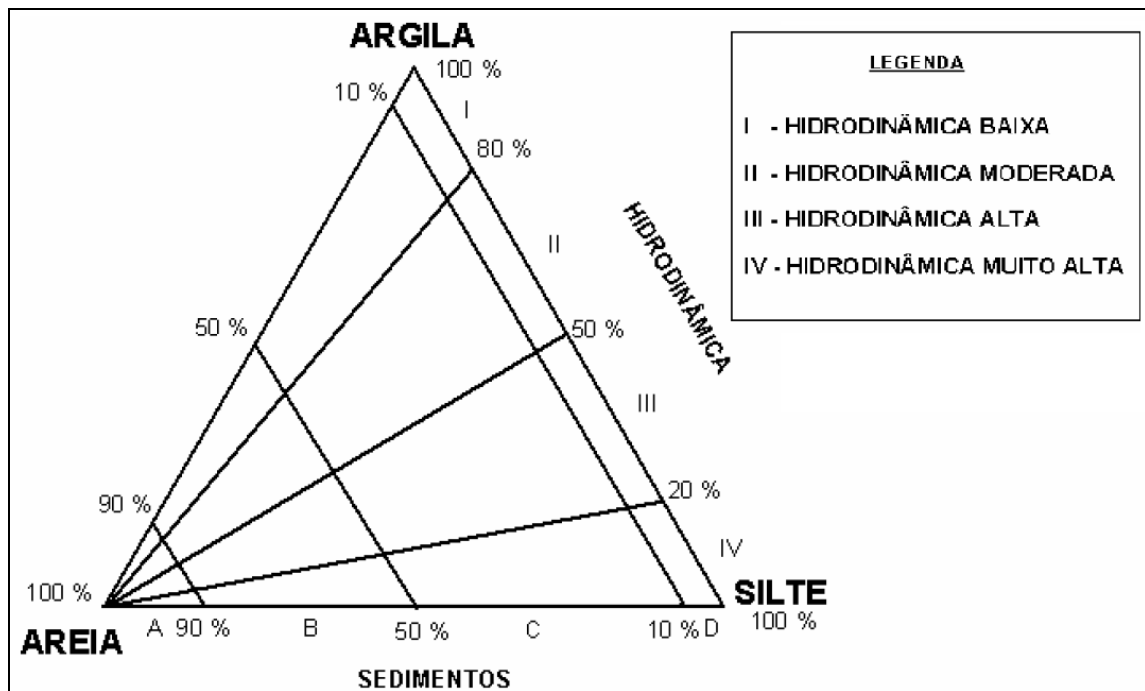


Figura 2.17: Diagrama triangular, modificado de PEJRUP (1988).

2.5 Modelagem matemática de cheias

Segundo MIGUEZ (2001) a modelação matemática de um dado fenômeno físico procura traduzi-lo em formulações a partir de hipóteses simplificadoras, consideradas aceitáveis conforme os objetivos estabelecidos. A representação de um fenômeno físico não é, em geral, uma atividade simples. Pelo contrário, normalmente a complexidade associada é grande e tanto mais difícil quanto maior a escala espacial de ocorrência do fenômeno e sua variabilidade nessa escala. Uma maior variabilidade, em geral, limita as possibilidades de simplificação da modelação. Em uma bacia urbana, a quantidade de estruturas hidráulicas envolvidas, bem como a grande ramificação das redes de drenagem, a possibilidade de transição de escoamentos à superfície livre para escoamentos sob pressão, a formação de áreas de reservação, o fato prático de que as ruas passam a atuar como uma rede de canais complementares tornam ainda mais diversificada a modelação de uma cheia urbana.

A escolha de um modelo adequado para uma dada aplicação é uma decisão fundamental dentro do próprio processo de modelação. Nesse contexto, afiguram-se, então, como necessidades básicas do processo a identificação e caracterização do problema, com diagnóstico de suas principais causas, a caracterização dos principais processos intervenientes no problema em estudo e a identificação das possíveis hipóteses simplificadoras para, por fim, chegar a uma formulação coerente para o modelo mais adequado aos objetivos propostos.

É comum tratar-se o problema de cheias em rios e canais de forma unidimensional, extrapolando-se os resultados de calha para as regiões próximas que sofrem alagamento. Nas enchentes urbanas, em grande parte das abordagens de modelação, o problema é tratado da mesma forma, porém considerando uma rede de drenagem ramificada, eventualmente aceitando galerias fechadas e escoamento sob pressão. Esta ótica, porém, refere-se à consideração de que o extravasamento do rio, ou da rede de drenagem, é que gera os alagamentos. Conceitualmente, esta consideração é pertinente, pois as enchentes são definidas como o resultado do extravasamento da calha, provocando inundações. Este tipo de abordagem, entretanto, melhor se enquadra ao caso de cheias urbanas em países desenvolvidos, onde, realmente, a infraestrutura disponível garante o funcionamento da drenagem conforme previsão de projeto, com a microdrenagem adequadamente dimensionada interagindo com a macrodrenagem de forma harmônica, não sendo as ruas alagadas senão residualmente ou, em casos extremos, pelo extravasamento dos rios e canais.

No caso de cheias urbanas onde as condições da rede não são as ideais, porém, esta consideração pode se revelar menos abrangente do que o que seria necessário para a representação do fenômeno. Há uma diversidade ainda maior neste caso, com inúmeras possibilidades de escoamento, não só pela rede de drenagem, mas também sobre a própria bacia urbana, que dispõe de estruturas diversas do cenário cotidiano que podem revelar-se verdadeiras estruturas hidráulicas, na passagem das cheias. Pode-se dizer, por exemplo, que uma rua que tenha captação de microdrenagem insuficiente, seja por subdimensionamento, por obsolescência, por entupimento das bocas de lobo com lixo, ou por qualquer outro motivo, funciona como um verdadeiro canal para o escoamento superficial, de forma independente da rede de drenagem principal, podendo levar a água da chuva a alagar áreas quaisquer, mesmo sem que a própria rede tenha ainda extravasado. Onde ocorrem afogamentos, as ruas passam a interagir com as galerias subterrâneas, podendo receber de volta parte da água destas. Assim, ruas se tornam canais, muros de parques se tornam vertedouros, os próprios parques, praças e quadras, em geral, se tornam reservatórios. Tudo isso acaba por complementar a rede de macrodrenagem e se integrar a esta em termos de funcionamento.

Esses fatos tornam difícil a aplicação dos conceitos de modelação mais tradicionais ao problema de cheias urbanas, demandando uma abordagem sistêmica para a bacia, ou seja, é necessária a modelação da bacia com as interações de todas

as suas diversas partes e a integração entre as várias estruturas hidráulicas e da paisagem urbana.

2.6 Modelo de células de escoamento: ModCel

O texto deste item foi compilado de MIGUEZ (2001), em que o tema abordado encontra-se mais completo e detalhado. A seguir é feita, com base neste trabalho, uma descrição geral sobre o Modelo de Células em sua versão atual, base dos estudos realizados para esta dissertação.

2.6.1 Concepção do modelo

As bacias de rios naturais, ou canalizados, em áreas urbanas, geralmente em áreas aproximadamente planas, têm potencial para formar grandes áreas alagáveis. Ao sair da rede de drenagem, o caminho da água pode ser qualquer, ditado pelos padrões de urbanização. Calçadas marginais tornam-se vertedouros para os rios, cujas águas extravasadas, ao chegarem às ruas, fazem destas verdadeiros canais, podendo alagar construções, parques ou praças, que então podem funcionar como reservatórios, indesejadamente, concentrando águas que não retornarão à rede de drenagem.

Nessa situação, pode-se perceber que águas extravasadas podem ter comportamento independente da rede de drenagem, gerando seus próprios padrões de escoamento, especialmente quando a microdrenagem não corresponde à função que dela se espera. Em um caso extremo em que a microdrenagem não funcione, o que não é incomum, por falhas de manutenção e entupimentos, por exemplo, ou onde ela estiver subdimensionada, alagamentos em áreas urbanas podem se iniciar mesmo sem extravasamento da rede de macrodrenagem, gerando também um padrão de escoamento particular e distinto daquele dos canais.

Nesse contexto, percebe-se que há indicações para o uso de um modelo de características sistêmicas, capaz de representar hidráulica e hidrológicamente, de forma distribuída, a superfície da bacia. Esta necessidade encontra acolhida na concepção de células de escoamento. A representação do espaço urbano através de células, que atuam como compartimentos homogêneos que integram o espaço da

bacia e a faz interagir em função do escoamento que sobre ela ocorre, caminha ao encontro dos objetivos da modelação das enchentes urbanas.

2.6.2 Hipóteses do modelo de células para cheias urbanas

- A natureza pode ser representada por compartimentos homogêneos, interligados, chamados células de escoamento. A cidade e sua rede de drenagem são subdivididas em células, formando uma rede de escoamento bidimensional, com possibilidade de escoamento em várias direções nas zonas de inundação, a partir de relações unidimensionais de troca.

- Na célula, o perfil da superfície livre é considerado horizontal, a área desta superfície depende da elevação do nível d'água no interior da mesma e o volume de água contido em cada célula está diretamente relacionado com o nível d'água no centro da mesma.

- O modelo proposto articula as células em *loop* (modelo anelado), com possibilidade de escoamento em várias direções na bacia modelada. Cada célula comunica-se hidráulicamente com células vizinhas.

- Cada célula recebe a contribuição de precipitações e realiza processos hidrológicos internos para transformação de chuva em vazão, de forma que, às vazões trocadas com as células vizinhas, soma-se a vazão resultante da transformação da chuva.

- O escoamento entre células pode ser calculado através de leis hidráulicas conhecidas, como, por exemplo, a equação dinâmica de Saint-Venant, completa ou simplificada; a equação de escoamento sobre vertedouros, livres ou afogados; a equação de escoamento através de orifícios; equações de escoamento através de bueiros, entre outras várias, sendo considerados os efeitos de inércia no escoamento que ocorre nos cursos d'água principais.

- O escoamento pode ocorrer simultaneamente em duas camadas, uma superficial e outra subterrânea, em galeria, podendo haver comunicação entre as células de superfície e de galeria. Nas galerias, o escoamento é considerado inicialmente à superfície livre, mas pode vir a sofrer afogamento, passando a ser considerado sob pressão.

- A vazão entre duas células adjacentes, em qualquer tempo, é apenas função dos níveis d'água no centro dessas células.

- As seções transversais de escoamento são tomadas como seções retangulares equivalentes, simples ou compostas.
- Aplica-se o princípio da conservação de massa a cada célula.
- Cada célula comunica-se com células vizinhas, que são arranjadas em um esquema topológico, constituído por grupos formais, em que uma célula de um dado grupo só pode se comunicar com células deste mesmo grupo, ou dos grupos imediatamente posterior ou anterior, permitindo a solução numérica pelo método da dupla varredura.

2.6.3 Representação de uma bacia urbana por células de escoamento

As células podem representar a natureza isoladamente ou em conjuntos, formando estruturas mais complexas. A definição do conjunto de tipos de ligação, que são representativas de leis hidráulicas que traduzem determinados escoamentos, permite reproduzir uma multiplicidade de padrões de escoamento que ocorrem em um cenário urbano.

A atividade de modelação topográfica e hidráulica depende de um conjunto pré-definido de tipos de célula e de tipos possíveis de ligações entre células. A figura 2.17 mostra, esquematicamente, o funcionamento de uma dada célula.

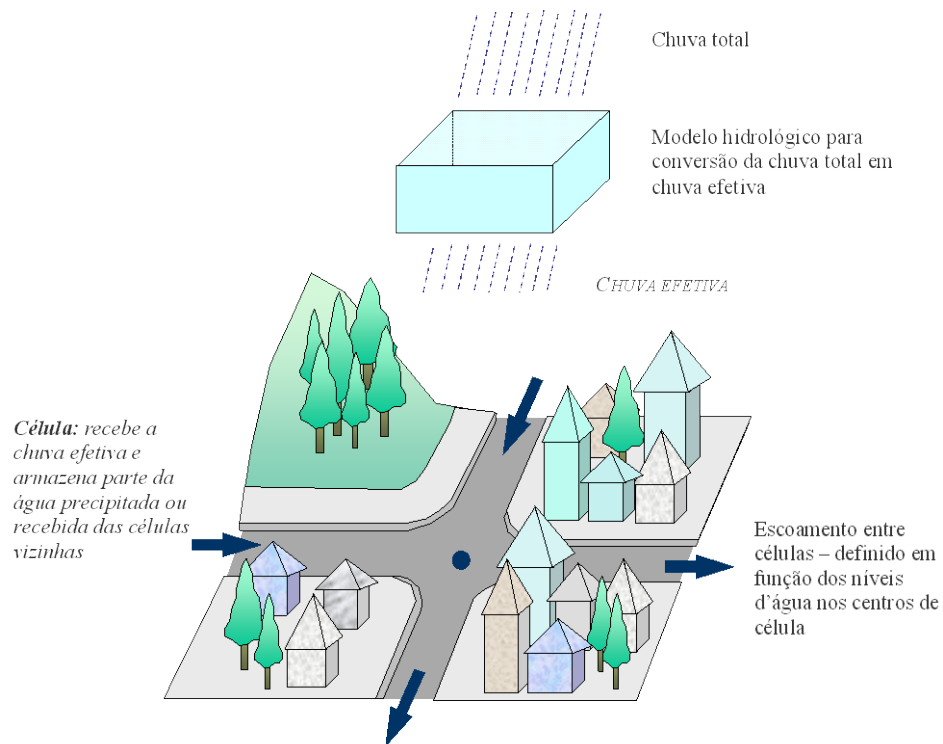


Figura 2.18 - Funcionamento esquemático de uma célula de escoamento.

Os tipos de conjuntos de células pré-definido são:

- de rio, ou canal, por onde se desenvolve o escoamento principal da drenagem a céu aberto, podendo ser a seção simples ou composta;

- de galeria, subterrânea, complementando a rede de drenagem;

- de planície urbanizada, para a representação de escoamentos a superfície livre em planícies alagáveis, bem como áreas de armazenamento, ligadas umas às outras por ruas, englobando também áreas de encosta, para recepção e transporte da água precipitada nas encostas para dentro do modelo, áreas de vertimento de água de um rio para ruas vizinhas e vice-versa e áreas de transposição de margens, quando é preciso integrar as ruas marginais a um rio e que se comunicam através de uma ponte, considerando um dado padrão de urbanização pré-definido;

- de planície natural, não urbanizada, análoga ao tipo anterior, porém prismática, sem sustentar nenhum tipo de urbanização

- de reservatório, simulando o armazenamento d'água em um reservatório temporário, dispendo de uma curva cota x área superficial, a partir da qual, conhecendo-se a variação de profundidades, pode-se também conhecer a variação de volume armazenado. A célula tipo-reservatório cumpre o papel de amortecimento de uma vazão afluente.

A figura 2.18 mostra um corte em uma bacia, mostrando esquematicamente a modelação do espaço urbano através de células de escoamento e a figura 2.19 apresenta um esquema com alguns tipos de células e suas interfaces de comunicação.

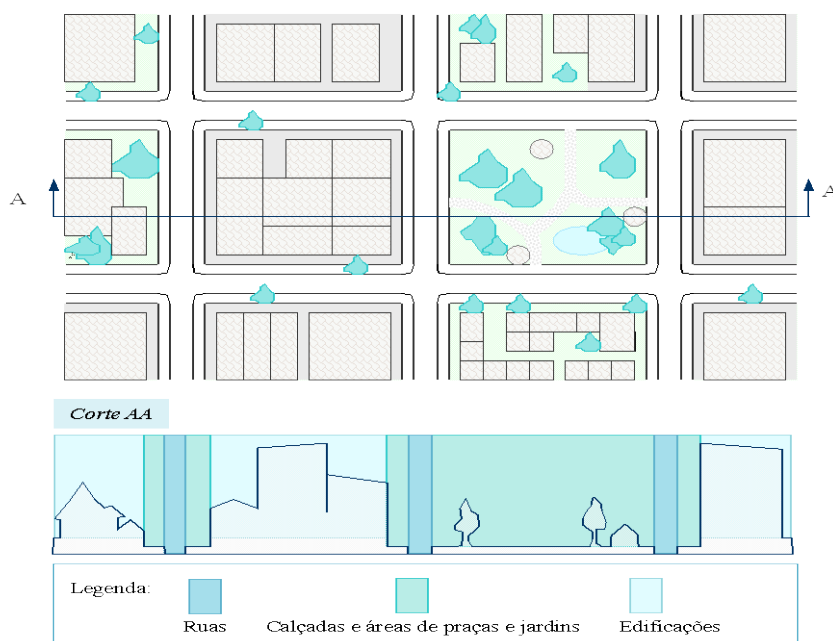


Figura 2.19 - Escalonamento de níveis na superfície de uma célula urbanizada.

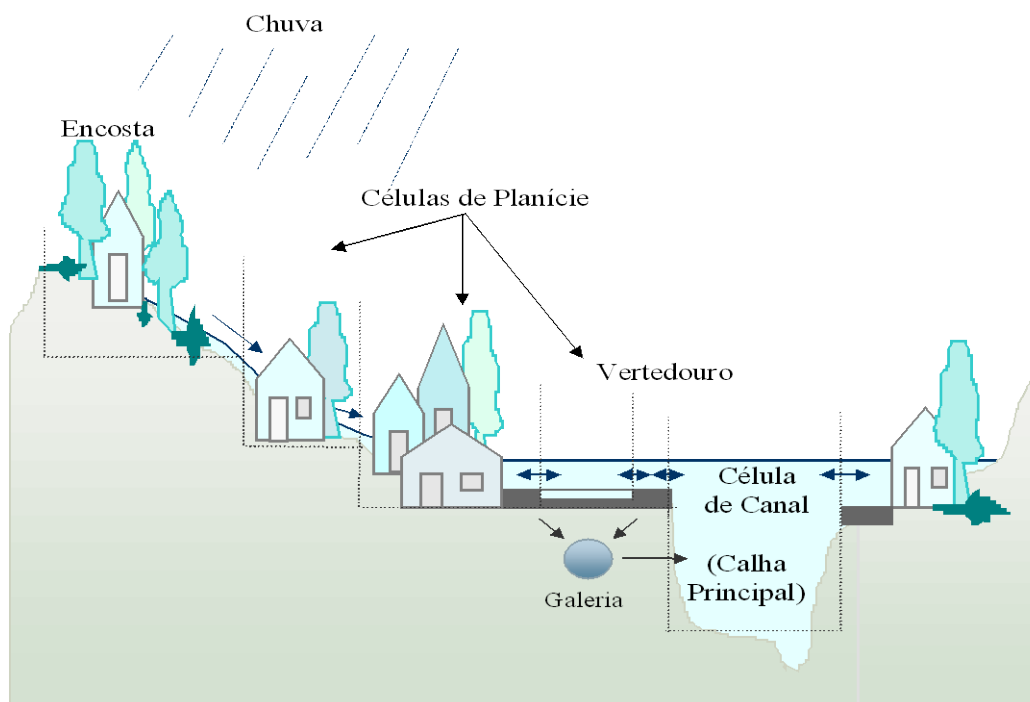


Figura 2.20 - Representação esquemática de uma região dividida em células, mostrando interfaces dos escoamentos superficiais.

2.6.4 O modelo hidrológico

A separação do escoamento superficial, como citado anteriormente, foi originalmente representada no Modelo de Células através do coeficiente de *run-off*, definido conforme características de cada célula. Assim, num dado passo de tempo, a lâmina de chuva efetiva, numa célula qualquer, pode ser obtida através do produto do seu coeficiente de *run-off* pela precipitação referente ao mesmo período.

Com o intuito de melhorar a capacidade de representação dos fenômenos hidrológicos envolvidos na geração das cheias no Modelo de Células, foi desenvolvido um modelo hidrológico simples, representando a infiltração, a interceptação vegetal e a retenção em depressões, sendo estes dois últimos considerados de modo combinado em uma parcela de abstração. A abstração se manifesta enquanto se enche um reservatório que modela a sua capacidade, enquanto a infiltração pode ocorrer enquanto houver uma lâmina d'água sobre a superfície da célula modelada. Num passo de tempo qualquer, os cálculos referentes às rotinas hidrológicas são realizados em primeiro lugar, e, em seguida, a propagação dos escoamentos é feita através das rotinas hidrodinâmicas.

2.6.5 O modelo matemático

A variação do volume d'água em uma célula i , em um intervalo de tempo t , é dada pelo balanço de massa nesta célula. Assim, em termos diferenciais, tem-se a equação da continuidade representada a seguir:

$$A_{s_i} \frac{dZ_i}{dt} = P_i + \sum_k Q_{i,k}$$

onde,

$Q_{i,k}$ - vazão entre as células i e k , vizinhas entre si;

Z_i - cota do nível d'água no centro da célula i ;

A_{s_i} - área superficial do espelho d'água na célula i ;

P_i - vazão relativa à parcela de chuva ocorrida sobre a célula i e disponível

para escoamento;

t - variável independente relativa ao tempo.

As ligações típicas de escoamento entre células, que podem ser escritas em função de leis hidráulicas, são listadas a seguir:

- ligação tipo rio, para escoamento à superfície livre, considerando a equação dinâmica de Saint Venant, incluindo seus termos de inércia;

- ligação tipo planície, para escoamento à superfície livre, considerando a equação dinâmica de Saint Venant, sem os termos de inércia;

- ligação tipo vertedouro de soleira espessa, considerando a equação clássica, para escoamento livre ou afogado;

- ligação tipo orifício, também clássica;

- ligação tipo entrada de galeria, com contração do escoamento;

- ligação tipo saída de galeria, com expansão do escoamento;

- ligação tipo galeria, com escoamento à superfície livre ou sob pressão;

- ligação tipo curva cota x descarga, estruturas especiais calibradas em laboratório físico (modelos reduzidos);

- ligação tipo descarga de galeria em rio, funcionando como vertedouro, livre ou afogado, ou orifício, para galerias que chegam a um rio em cota superior ao fundo deste, por uma das margens;

- ligação tipo bueiro, como interface das células superficiais com as células de galeria;
- ligação tipo bombeamento, com descarga de uma célula para outra a partir de uma cota de partida;
- ligação tipo comporta flap, funcionando como este tipo de comporta de sentido único de escoamento.

2.8.6 O modelo numérico

A formulação numérica do modelo proposto inicia-se com o processo de discretização da equação diferencial que, originalmente contínua, passa a ser considerada em termos de incrementos finitos. A discretização temporal da equação diferencial representativa da conservação da massa é feita procurando-se linearizar numericamente todos os termos que apresentam não linearidades, para que não haja a necessidade de um procedimento iterativo de solução, a fim de simplificar o modelo numérico.

O esquema utilizado para marcha no tempo é o totalmente implícito. Para economia de tempo de cálculo e maior rapidez em determinadas aplicações, foi desenvolvida e também implementada uma versão explícita do modelo numérico, a qual, entretanto, está sujeita a restrições de estabilidade numérica nos incrementos da malha de discretização, o que não ocorre com a formulação implícita. O sistema resultante possui uma matriz de coeficientes esparsa, com muitos elementos iguais a zero. A solução deste sistema, por métodos convencionais de solução de matrizes, que trabalham com a matriz cheia, envolve uma série de operações desnecessárias com valores nulos, o que, na prática, significa desperdício de tempo.

Com base na esparsidade da matriz de coeficientes, utiliza-se um método de solução de sistemas do tipo dupla varredura, sobre o modelo topológico de células. O procedimento básico, ponto de partida do método de dupla varredura, consiste em se arranjar topologicamente as células que formam o modelo em certa quantidade de grupos numerados, a partir de jusante, de tal forma que, cada célula de um grupo j , central, esteja ligada apenas a células deste mesmo grupo, a células do grupo anterior $j-1$ ou a células do grupo posterior $j+1$, conforme pode ser visto na figura 2.20. A primeira varredura, de jusante para montante, tem o objetivo de agrupar o sistema em submatrizes; a segunda varredura, de montante para jusante, vai resolvendo os subsistemas resultantes do agrupamento da primeira varredura.

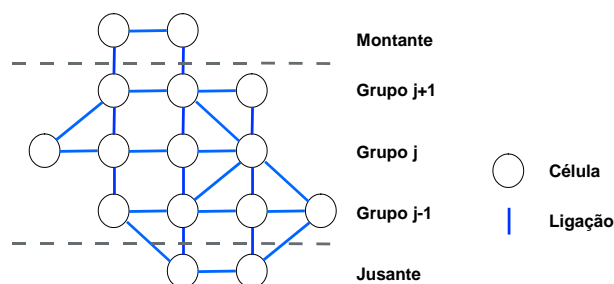


Figura 2.21 - Esquema topológico de cálculo por varredura no MODCEL.

2.7 O modelo chuva-vazão do sistema Hidro-Flu

O texto deste item foi compilado do trabalho *Sistema Hidro-Flu para Apoio a Projetos de Drenagem* (MAGALHÃES, 2005). A seguir é feita, com base neste trabalho, uma descrição geral sobre o sistema Hidro-Flu em sua versão atual, modelo que auxiliou no cálculo de hidrogramas nos estudos realizados para esta dissertação.

2.7.1 Apresentação

Nos problemas da engenharia de recursos hídricos, é frequente a necessidade de cálculo de vazões a partir de uma determinada chuva. Alguns problemas, como por exemplo, o cálculo de seções de escoamento para projetos de drenagem, requerem a determinação de uma vazão máxima de projeto. Outros, como a avaliação do funcionamento de um reservatório de retenção quando submetido a uma cheia, demandam o cálculo de um hidrograma.

Em quaisquer desses casos, as vazões a serem calculadas dependem de uma dada chuva. Portanto, a elaboração de uma chuva de projeto ou a representação de uma chuva real consiste numa tarefa básica para esta análise. A transformação desta chuva em vazão também compreende uma fase fundamental nos estudos hidrológicos, sendo feita em duas etapas: primeiro, é necessário separar a parcela de precipitação que está disponível para formar o escoamento superficial, e, posteriormente, este volume d'água deve ser distribuído temporalmente, definindo um hidrograma. O cálculo deste hidrograma pode ser feito a partir de diversas técnicas, e, utilizando o apoio de dados medidos confiáveis, a tendência é que o ajuste desta representação seja melhor. Entretanto, nem sempre existem medições de vazão que permitam o estabelecimento de relações confiáveis para o processo de transformação de chuva em vazão. Deste modo, é usual recorrer-se a parâmetros físicos da bacia e a relações empíricas para sintetizar hidrogramas. Este processo, porém, dependendo

das relações empíricas utilizadas, pode levar a resultados com variações significativas para um mesmo local. Cada relação empírica obtida para uma determinada bacia tem características particulares, sendo possível estendê-la a outras bacias semelhantes. Esta avaliação, entretanto, nem sempre é realizada adequadamente e muitas vezes as relações apropriadas não são conhecidas pelo modelador nem estão disponíveis para utilização.

O objetivo deste modelo é a geração de hidrogramas, a partir de uma chuva medida ou de projeto, de características físicas e critérios de ocupação e uso do solo em bacias hidrográficas de pequeno e médio porte, funcionando assim, como uma ferramenta de apoio a projetos hidráulicos. As principais aplicações disponíveis nesta primeira versão do sistema são: determinação de chuvas de projeto, simulação do escoamento superficial, dimensionamento de seções transversais de rios e canais e cálculo de hidrogramas afluentes a reservatórios de controle de cheias.

Este sistema possibilita o uso de diferentes técnicas de transformação de chuva em vazão e disponibiliza para o modelador diversas opções de trabalho. Nesse contexto, o sistema também mostra potencial para o uso em aplicações diversas, podendo ser utilizado como parte integrante de modelos hidrológicos (simulação de escoamento superficial), ou na previsão de vazões de curto prazo afluentes a reservatórios, para simulação da operação dos mesmos, ou na previsão de vazões de cheia, para subsidiar projetos de controle de enchentes, entre outras aplicações.

2.7.2 Estrutura do sistema

O Sistema Hidro-Flu tem sua estrutura de cálculo baseada na representação dos seguintes processos:

- Cálculo do Tempo de Concentração;
- Elaboração da Chuva de Projeto;
- Separação da Chuva Efetiva;
- Determinação do Hidrograma de Projeto;
- Dimensionamento Hidráulico de Canalizações e Reservatórios de detenção.

A figura 2.21 ilustra o esquema de funcionamento desse sistema. Basicamente, a primeira etapa é o cálculo do tempo de concentração, que é feito a partir de características fisiográficas da bacia. O tempo de concentração será utilizado no cálculo do hidrograma unitário sintético e também como duração da chuva para a elaboração da chuva de projeto, que é uma prática usual em projetos de drenagem. O cálculo de uma chuva de projeto demanda a escolha de um tempo de recorrência para este evento, sendo este último definido em função do risco admitido. Uma vez

calculada a chuva de projeto, o passo seguinte é a separação da parcela desta que escoar superficialmente, considerando o padrão de uso e ocupação do solo na bacia. Sendo um modelo voltado para a simulação de pequenas e médias bacias, considera-se desprezível a influência dos escoamentos subsuperficiais e subterrâneos no hidrograma de cheia, sendo, portanto, desprezados estes últimos. A partir da chuva efetiva torna-se possível o cálculo do hidrograma superficial, o que é feito através da combinação do uso de um hidrograma unitário sintético e de um reservatório linear. Por fim, o sistema permite que seja efetuado o dimensionamento hidráulico de algumas intervenções, como o cálculo de canalizações e de reservatórios de detenção.

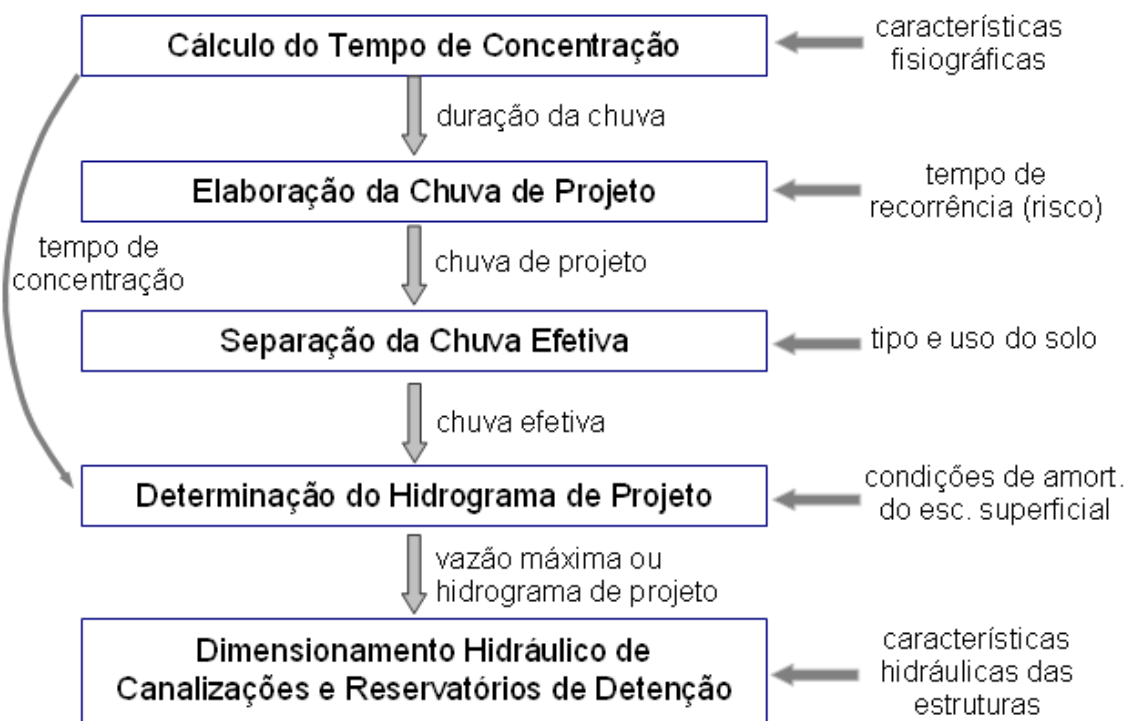


Figura 2.22 - Esquema da estrutura de cálculos do Hidro-Flu.

O funcionamento desse sistema em relação aos cálculos hidrológicos é tipicamente o de um modelo concentrado. Os cálculos hidráulicos, por sua vez, são considerados para uma estrutura localizada no exutório da bacia em questão. Na fase presente de desenvolvimento, o sistema ainda não permite a divisão da bacia em células homogêneas, onde será feita a simulação hidrológica, e a articulação destas através da propagação com modelos hidrodinâmicos. Esse tipo de simulação deverá ser implementado oportunamente. Os itens a seguir descrevem em detalhes o funcionamento de cada um destes processos representados no sistema.

2.7.3 Cálculo do tempo de concentração da bacia

A avaliação de uma enchente de projeto demanda a escolha de uma duração para a chuva. O procedimento mais usual consiste em adotar a duração da precipitação como igual ao tempo de concentração (t_c) da bacia.

O tempo de concentração pode ser definido como o tempo necessário para que toda a bacia hidrográfica esteja contribuindo para o escoamento superficial numa determinada seção, ou o tempo transcorrido entre o final da chuva e a passagem das últimas gotas-d'água pela seção considerada. Esse tempo pode ser representado como a soma de duas parcelas, tempo de equilíbrio e tempo de viagem. O tempo de equilíbrio é igual ao tempo necessário para a estabilização da produção de escoamento superficial e o ordenamento do escoamento em canais bem definidos. O tempo de viagem pode ser definido como o tempo que o escoamento leva para se deslocar na calha fluvial, a partir do ponto em que o escoamento passa a ocorrer em canais bem definidos, indo até o seu exutório (ou a seção considerada).

Alguns fatores influenciam o t_c de uma dada bacia, e dentre eles pode-se citar: a forma da bacia; declividade média da bacia; comprimento e desnível topográfico ao longo do curso d'água principal; intensidade da chuva considerada; rugosidade da superfície da bacia e de canais; e outros. Diversas formulações empíricas podem ser empregadas para estimar o tempo de concentração, no entanto, o valor de t_c pode variar muito de acordo com a fórmula utilizada, portanto, é preciso ter muito critério nesta escolha, além de conhecer bem os limites de aplicabilidade de cada uma dessas metodologias. O modelo aqui apresentado possibilita ao usuário o cálculo do tempo de concentração através de diferentes fórmulas. A maioria delas pode ser considerada como adequada para a estimativa do t_c em bacias de pequeno porte, que são fortemente influenciadas pelo tempo de equilíbrio. A seguir são citadas estas equações:

- Fórmula Califórnia Culverts Practice

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

onde:

L: comprimento do rio principal da bacia (km);

H: desnível entre o ponto mais elevado da bacia e o exutório (m).

- Fórmula de Dooge

$$t_c = 21,88 \cdot \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}}$$

onde:

A: área de drenagem da bacia (km²);

S: declividade média da bacia (m/m).

- Fórmula de Kirpich

$$t_c = 3,989 \cdot \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

onde:

L: comprimento do rio principal da bacia (km);

S: declividade média da bacia (m/m).

- SCS: Método Cinemático

$$t_c = \sum \frac{L}{v}$$

onde:

L: comprimento do rio principal da bacia (m);

v: velocidade média do rio principal da bacia no estirão (m/s).

- Ribeiro

$$t_c = \frac{16 \cdot L}{(1,05 - 0,2 \cdot p) \cdot (100 \cdot S)^{0,04}}$$

onde:

L: comprimento do rio principal da bacia (km);

p: percentagem da bacia com cobertura vegetal (entre 0 e 1);

S: declividade média da bacia (m/m).

Discussões sobre a aplicabilidade dessas equações e a apresentação de outras metodologias para o cálculo do tempo de concentração podem ser encontradas em MAGALHÃES (1989), TUCCI (1993), WANIELISTA et al. (1997), ESTEVES e MENDIONDO (2003), e outros.

2.7.4 Elaboração da chuva de projeto

A chuva é o principal dado de entrada do sistema, e, portanto, uma das etapas mais importantes compreende a elaboração da chuva de projeto. O sistema permite que sejam consideradas três possibilidades distintas para a representação da chuva de projeto, podendo ser utilizadas: a equação elaborada pelo hidrólogo Otto Pfafstetter (1982), ou a equação IDF em sua forma clássica, ou ainda uma chuva qualquer. Este último procedimento permite que o modelador utilize uma outra equação de chuvas intensas não disponível na base do modelo, ou ainda a representação de uma chuva real em etapas de calibração e/ou validação do modelo.

A seguir são mostradas as duas formas de equações de chuvas intensas citadas acima.

- Equação do tipo Otto Pfafstetter (PDF)

$$P = T_r^{\left(\alpha + \frac{\beta}{T_r^\gamma}\right)} \cdot [a \cdot t + b \cdot \log(1 + c \cdot t)]$$

onde:

P: altura de chuva (mm);

Tr: tempo de recorrência (anos);

t: duração (horas);

α , β : valores que dependem da duração da precipitação;

γ , a, b, c: parâmetros constantes para cada posto

- Forma clássica da Equação de Chuvas Intensas (IDF)

$$i = \frac{k \cdot T_R^a}{(t + c)^b}$$

onde:

i: intensidade de chuva (mm/h);

Tr: tempo de recorrência (anos);

t: duração (minutos);

k, a, b, c: parâmetros constantes para cada posto. A aplicação pura e simples da equação de chuvas intensas conduz a uma precipitação com intensidade constante (obviamente igual à intensidade média). No entanto, as chuvas reais não são constantes ao longo do tempo e, à medida que aumenta o tamanho da bacia, esta hipótese de chuva constante também vai se tornando menos adequada.

Diversos procedimentos podem ser aplicados para que se obtenha uma precipitação variável no tempo, como, por exemplo, SCS, Chicago, Huff e Bureau of

Reclamation (TUCCI, 1993). Dentre estes, foi escolhido o Método do Bureau of Reclamation para a redistribuição temporal da chuva de projeto. Este método se destaca pela simplicidade e a possibilidade de aplicação, mesmo em bacias com carência de medições hidrológicas.

O método consiste na divisão da duração da chuva em intervalos iguais, calculando-se o total precipitado para cada um desses intervalos. Nesse cálculo a duração utilizada equivale ao tempo acumulado até o referido intervalo. Se a equação de chuvas intensas utilizada for a de Otto Pfafstetter, deve-se observar que os parâmetros α e β variam conforme a duração da chuva, sendo necessário corrigi-los para o cálculo da precipitação acumulada referente a cada intervalo de tempo. Em seguida, calcula-se, então, o incremento de precipitação referente a cada um dos intervalos e, finalmente, para que se obtenha o hietograma de projeto basta reordenar os incrementos. O método indica uma reordenação padrão para a divisão da duração em 6 intervalos e sugere ainda que para um número mais elevado de intervalos seja colocado o incremento de maior intensidade no intervalo de tempo central da chuva que está sendo elaborada, e em seguida os próximos incrementos em ordem decrescente sejam distribuídos à direita e à esquerda do núcleo central da chuva.

À medida que o tamanho da bacia hidrográfica vai aumentando, a hipótese de que a precipitação média sobre toda essa área de drenagem é igual a precipitação média pontual se torna menos verdadeira. Assim, o modelo permite a aplicação de redutores do volume precipitado em função do tamanho da bacia. Essa correção é feita através das equações estabelecidas pelo Weather Bureau (1946, apud TUCCI, 1993) para bacias americanas.

2.7.5 Separação da chuva efetiva

A chuva efetiva é a parcela da precipitação que escoia superficialmente, dando origem às cheias em bacias de pequeno e médio porte. Os principais fenômenos que atuam na separação do escoamento superficial são a interceptação vegetal, a retenção em depressões do terreno e a infiltração. Dentre estes, a infiltração é a que desempenha papel mais relevante.

O sistema desenvolvido permite a separação da chuva efetiva segundo três métodos distintos, sendo a escolha do método condicionada à disponibilidade de dados e à experiência ou preferência do usuário do modelo.

Os métodos considerados são os seguintes:

- Método Racional

Considera a chuva efetiva como um percentual da chuva total definido por um parâmetro denominado Coeficiente de Runoff. Desse modo, a cada instante de tempo, a chuva efetiva é calculada como:

$$P_t \text{ (efetiva)} = P_t \cdot C$$

onde:

P: precipitação;

C: coeficiente de runoff.

Este método é muito utilizado para o cálculo de vazões de projeto, especialmente em bacias de pequeno porte. Apresenta como pontos positivos o fato de ser facilmente utilizado e compreendido, além de dispor de muita documentação referente ao ajuste do Coeficiente de Runoff, em função do tipo, uso e ocupação do solo, da declividade da região, ou mesmo da intensidade ou da recorrência da precipitação. O método tem a desvantagem de focar apenas na quantificação da chuva efetiva, representando mal e distorcendo o fenômeno da infiltração.

- Método do SCS (Soil Conservation Service, EUA)

Este método é muito usado no Brasil e no exterior, tendo sido desenvolvido pelo Soil Conservation Service (USDA, EUA). Apresenta a vantagem de dispor de grande quantidade de trabalhos relativos ao ajuste do seu principal parâmetro, denominado *Curve Number* (CN). Este parâmetro é ajustado em função de quatro tipos diferentes de solo e de diversos padrões de uso e ocupação, e também pode ser corrigido de acordo com as condições de umidade do solo anteriores à ocorrência da chuva.

A desvantagem desse método também reside na falta de uma base física mais consistente para a representação da infiltração. As equações utilizadas são as seguintes:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a + S)}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

$$I_a = K \cdot S$$

onde: Q: chuva efetiva acumulada (mm);

P: precipitação acumulada (mm);

I_a: lâmina de abstração inicial (mm);

S: armazenamento máximo de água na camada superficial do solo (mm);

K: percentual de S definido como abstração inicial (em geral assumido como igual a 0,2). Índice ϕ c/ abstração inicial

Dentre os métodos aqui descritos, este é o que melhor representa os fenômenos hidrológicos que interferem na separação do escoamento superficial, tendo parâmetros de ajuste dotados de significado físico.

A infiltração é representada através de uma taxa de infiltração potencial constante (índice ϕ), e as perdas em virtude da interceptação vegetal e da retenção em depressões do terreno são representadas de modo combinado através de um reservatório com uma capacidade limitada de retenção.

Assim, o cálculo do escoamento superficial é feito da seguinte forma: primeiramente, o reservatório de abstração é totalmente preenchido e, em seguida, é feita a comparação da intensidade da chuva com a taxa de infiltração potencial. Caso a intensidade de chuva esteja abaixo da infiltração potencial, toda a precipitação infiltra e o escoamento superficial é nulo. Por sua vez, caso a intensidade de chuva esteja acima da taxa de infiltração potencial constante, a lâmina de escoamento superficial é definida a partir desta diferença e a infiltração real é igual a potencial.

A desvantagem desse método reside na limitada quantidade de estudos sobre o ajuste de seus parâmetros e na falta de medições de campo de curvas de capacidade de infiltração.

2.7.6 Cálculo do hidrograma

A transformação da chuva efetiva em vazão pode ser obtida através de diversas técnicas de engenharia hidrológica. Uma técnica muito comum é a aplicação do conceito do hidrograma unitário, que representa a resposta da bacia para uma precipitação efetiva unitária. O hidrograma unitário pode ser obtido a partir de medições simultâneas do par chuva e vazão. No entanto, estes dados dificilmente encontram-se disponíveis simultaneamente, o que leva à utilização dos hidrogramas unitários sintéticos.

Na utilização do hidrograma unitário, são consideradas algumas hipóteses fundamentais: chuvas efetivas distribuídas uniformemente pela bacia; chuvas efetivas com intensidade constante ao longo de cada intervalo de tempo; princípio da linearidade, isto é, duas chuvas com a mesma duração, têm o mesmo tempo de base, independentemente de sua intensidade; e o princípio da invariância com o tempo (sem considerar efeitos de sazonalidade e diferentes condições antecedentes).

Neste trabalho, o cálculo do hidrograma unitário foi feito tendo por base o Hidrograma Unitário Sintético Triangular do Método Racional. Este método pode ser descrito da seguinte forma: considera-se que uma chuva efetiva de 1mm e duração igual ao tempo de concentração (t_c) produz um hidrograma triangular com tempo de ascensão igual ao tempo de concentração e tempo de recessão também igual ao tempo de concentração. A vazão de pico do hidrograma triangular pode ser obtida através de um cálculo de equivalência de volumes, ou seja, o volume disponível para o escoamento superficial é igual ao produto da lâmina de 1mm de chuva efetiva pela área da bacia. Este deflúvio deve ser necessariamente igual ao volume do hidrograma resultante, definido pela sua integral ao longo do tempo, e equivalente à área do triângulo. Assim, temos que:

Volume definido pela integral do hidrograma triangular:

$$V = Q_p \cdot (t_c + t_c) / 2$$

Considerando a equivalência entre o volume de chuva efetiva e o do hidrograma, temos que:

$$1\text{mm} \cdot A = Q_p \cdot (t_c + t_c) / 2$$

Reorganizando esta equação, chega-se a:

$$Q_p = \frac{2 \cdot 1\text{mm} \cdot A}{(t_c + t_c)} = \frac{1\text{mm} \cdot A}{t_c}$$

onde:

Q_p : vazão de pico do hidrograma triangular (m^3/s);

t_c : tempo de concentração (s);

A: área da bacia (m^2).

Este método foi generalizado de modo a permitir a representação de chuvas com distribuição temporal complexa, o que foi alcançado através da decomposição do hidrograma triangular em sub-hidrogramas trapezoidais (MAGALHÃES, 1989). Estes hidrogramas trapezoidais representam a resposta da bacia para a precipitação efetiva referente a cada um dos passos de tempo, admitindo um histograma tempo-área uniformemente distribuído.

No entanto, é evidente que a aplicação desse método não pode se limitar aos casos nos quais a duração da chuva é igual ao tempo de concentração da bacia. Torna-se necessário definir um procedimento mais geral, em que o cálculo do hidrograma possa ser feito para chuvas com distribuição temporal complexa, variável

no tempo, embora assumida constante ao longo de um passo de tempo, e com duração qualquer. Uma vez que a informação de dados de precipitação e o cálculo da chuva efetiva são considerados a cada passo de tempo, definido pelo modelador, é necessário que o hidrograma unitário seja calculado não para um tempo de duração equivalente ao tempo de concentração, e sim para um passo de tempo qualquer. Deste modo, pode-se multiplicar este HU pelo valor de chuva efetiva calculada a cada passo de tempo (princípio da linearidade), para, posteriormente, através da convolução do hidrograma, calcular o hidrograma resultante (princípio da superposição). O hidrograma a ser considerado, a partir da adoção do hidrograma triangular como referência, para ser aplicado a um passo de tempo qualquer assume a forma de um trapézio (MAGALHÃES, 1989). A figura 2.22 ilustra a decomposição do hidrograma triangular em hidrogramas parciais trapezoidais.

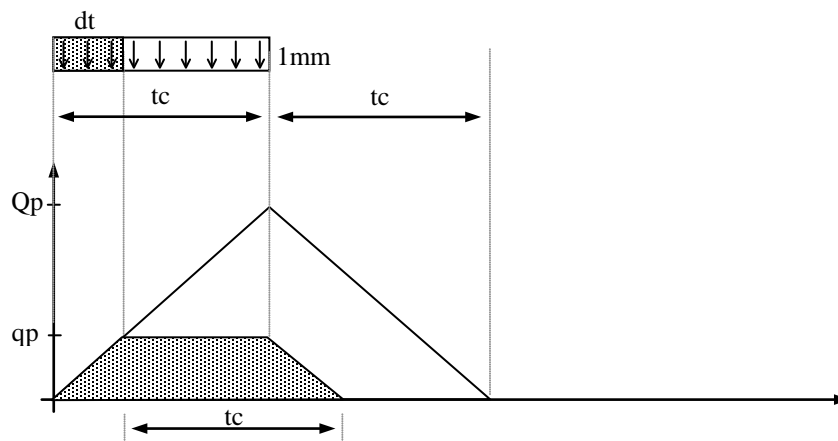


Figura 2.23 - Hidrograma unitário triangular e decomposição em sub-hidrogramas trapezoidais.

O hidrograma triangular tomado como base apresenta intensidade de chuva igual a $1\text{mm}/t_c$. Ao generalizar a aplicação desse método a um passo de tempo qualquer, é preciso que se corrija a intensidade de precipitação considerada. Neste caso, assumindo que uma precipitação unitária (1mm) ocorre em um passo de tempo com duração igual a Δt , pode-se definir esta intensidade como igual a $1\text{mm}/\Delta t$, que é $t_c/\Delta t$ vezes maior que a intensidade de precipitação admitida no hidrograma triangular original. Assim, uma forma de calcular o valor de vazão esperado para o patamar do hidrograma unitário trapezoidal considera a correção do hidrograma triangular original para o valor da intensidade de precipitação para o Δt considerado, e em seguida a divisão deste valor pelo percentual da bacia que de fato poderia vir a concentrar neste período, ou seja, $\Delta t/t_c$. Deste modo, o valor do patamar do hidrograma unitário trapezoidal assume valor igual ao observado para o hidrograma triangular original, o

que também pode ser demonstrado através do cálculo de equivalência de volumes, que define que a área do trapézio é igual ao produto da lâmina unitária de 1mm pela área total da bacia.

Para o cálculo da contribuição do escoamento superficial relativo aos diversos passos de tempo da simulação, é preciso transladar o hidrograma trapezoidal para o início do passo de tempo considerado e, então, multiplicar todas as ordenadas desse hidrograma pela lâmina de chuva efetiva nesse momento (uma vez que a elaboração do hidrograma trapezoidal considera uma lâmina unitária). O cálculo do hidrograma é feito através da soma das contribuições individuais de cada passo de tempo (convolução). O cálculo de vazões através da aplicação do Hidrograma Unitário do Método Racional frequentemente superestima as vazões de projeto, o que pode levar ao desperdício de recursos públicos em obras de controle de cheias superdimensionadas.

Desse modo, propõe-se a correção das vazões calculadas através da passagem desse hidrograma por um reservatório linear. Este procedimento não só corrige as vazões de projeto, como também reflete o amortecimento do escoamento superficial decorrente do fluxo e do armazenamento deste sobre a superfície da bacia e na calha fluvial. Assim, para a aplicação do reservatório linear tem-se que:

Equação da Continuidade aplicada a um volume de controle (reservatório):

$$I: O = dS / dt$$

Princípio do Reservatório Linear:

$$S = KO$$

onde:

I: vazão de entrada no reservatório;

O: vazão de saída do reservatório;

S: armazenamento no reservatório;

K: coeficiente de depleção do reservatório linear;

A equação da continuidade pode ser resolvida através do Método das Diferenças

$$\frac{I^t + I^{t+1}}{2} - \frac{O^t + O^{t+1}}{2} = \frac{S^{t+1} - S^t}{\Delta t}$$

Finitas, considerando um esquema explícito e progressivo no tempo:

Substituindo S por KO, tem-se que:

$$\frac{I^t + I^{t+1}}{2} - \frac{O^t + O^{t+1}}{2} = \frac{K \cdot (O^{t+1} - O^t)}{\Delta t}$$

$$O^{t+1} = \left(\frac{\Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) I^{t+1} + \left(\frac{\Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) I^t + \left(\frac{2 - \Delta t / K}{2 + \Delta t / K} \right) O^t$$

Reorganizando esta equação e explicitando a incógnita O^{t+1} :

O reservatório linear promove o amortecimento do hidrograma e tem seu funcionamento definido pelo valor do coeficiente de depleção. De fato, a atuação do reservatório linear é dependente tanto da relação $\Delta t/K$ quanto do próprio Δt . Na etapa de calibração do modelo esse parâmetro pode ser utilizado para o ajuste da resposta do sistema ao registro observado. No entanto, em algumas aplicações não se dispõe de dados para a calibração, sendo necessário a definição de algum procedimento que elimine a subjetividade do ajuste desse parâmetro.

O procedimento adotado busca respaldo no Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do SCS. Neste método a recessão apresenta duração igual ao produto da ascensão por um fator, usualmente igual a 1,67. Esse método não tende a superestimar as vazões de pico, apesar de não ter a mesma versatilidade do método que foi adotado para trabalhar com chuvas variáveis no tempo. Assim, para esse método de definição de hidrogramas triangulares a expressão que define a vazão de pico é igual a:

$$Q_p = \frac{2 \cdot 1mm \cdot A}{(tc\beta + te)}$$

Desse modo, pode-se perceber que a relação entre a vazão de pico do HUT do SCS e a do HUT do Método Racional é igual a:

$$\frac{Q_p \text{ HUT SCS}}{Q_p \text{ HUT Met. Racional}} = \frac{2}{\beta (1 +)}$$

Assim, define-se uma razão de amortecimento. A passagem através do reservatório linear poderia promover o amortecimento do hidrograma calculado pelo HUT do Método Racional de modo que a vazão de pico da saída do mesmo seja numericamente igual àquela que seria calculada com o HUT do SCS. Com isso torna-se possível aliar as vantagens dos dois métodos: representação adequada de chuvas variáveis com o tempo (HUT do Mét. Racional) e vazões de pico não superestimadas (HUT do SCS). Esse procedimento foi utilizado na rotina de calibração automática do modelo, sendo feitas simulações sucessivas e comparadas a razão de amortecimento real (Q_p com amortecimento / Q_p sem amortecimento) com a razão de amortecimento

meta (equação 21); o coeficiente de depleção é ajustado de modo que as razões de amortecimento meta e real tornem-se iguais. WANIELISTA et al. (1997) lista alguns valores de β (utilizado na definição da razão de amortecimento beta) em função de características das bacias.

Tabela 2.4 - Valores de β em função de característica da bacia.

Descrição da bacia	beta	razão de amortecimento
Fórmula do Método Racional	1.00	1.00
Área urbana, alta declividade	1.25	0.89
Valor típico SCS	1.67	0.75
Ocupação mista (urbana e rural)	2.25	0.62
Área rural, alta declividade	3.33	0.46
Área rural, declividade suave	5.50	0.31
Área rural, declividade muito baixa	12.00	0.15

2.7.7 Dimensionamento hidráulico

Uma vez calculado o hidrograma de projeto, pode-se prosseguir com a etapa seguinte, que é o dimensionamento hidráulico de estruturas para o controle de cheias. O sistema permite o cálculo de seções transversais de canalizações com as seguintes formas: retangulares, trapezoidais e circulares. Este dimensionamento é feito com base na Fórmula de Manning, sendo consideradas a vazão máxima do hidrograma de projeto e as características geométricas e de rugosidade da seção escolhida. O dimensionamento hidráulico de canalizações pode ser feito de duas formas:

- ou define-se a cota de fundo e a largura do canal, e calcula-se a cota que o nível d'água atingirá;
- ou fixa-se uma cota de restrição (que deverá ser protegida) e uma cota de fundo, e calcula-se a largura do canal.

O sistema também permite o cálculo de reservatórios de retenção. Este dimensionamento deve considerar o hidrograma como um todo e não apenas a vazão de pico. O método de Puls modificado (CHOW, 1964) foi utilizado como base para esse dimensionamento, sendo necessário que sejam informadas características (área, largura, coeficiente de descarga, etc.) dos elementos de descarga do reservatório, descarregador de fundo e vertedor, e uma curva cota-área do mesmo. O modelo informa o percentual de amortecimento da vazão de pico na saída do reservatório em relação à vazão de pico do hidrograma de entrada. Esta vazão pode ser utilizada para modificar os elementos hidráulicos do reservatório, de modo que seja atingida uma determinada eficiência de amortecimento requerida para o projeto.

3. Descrição da região

A bacia do rio Guerenguê tem aproximadamente 41km² e está situada na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro, localizada na Baixada de Jacarepaguá, integrante da XVI Região Administrativa do município. Os bairros pertencentes a esta região são: Anil, Curicica, Freguesia, Gardênia Azul, Jacarepaguá, Pechincha, Praça Seca, Tanque, Taquara e Vila Valqueire.

A baixada de Jacarepaguá é limitada pelas encostas atlânticas do Maciço da Pedra Branca, a oeste; pelo Maciço da Tijuca, a leste; pelas serras do Valqueire e do Engenho Velho, ao norte; e pelo complexo lagunar de Jacarepaguá, ao sul. As lagoas deste complexo formaram-se após um processo de assoreamento marítimo que resultou na restinga onde se situa a Região da Barra da Tijuca. A linha de crista dos maciços citados são os limites da bacia hidrográfica desse complexo lagunar, que tem cerca de 280 km². O complexo lagunar de Jacarepaguá é formado por quatro lagoas principais: Tijuca, Jacarepaguá, Marapendi, e Camorim, atualmente bastante assoreada. Composta por diversos rios que descem as vertentes das montanhas e deságuam nas lagoas, esta bacia se liga ao mar pelo canal da Barra da Tijuca (ou canal da Joatinga), permitindo a renovação de suas águas. A bacia de Jacarepaguá com seu sistema lagunar pode ser vista na figura 3.1.

Os principais rios da bacia com relação à área de drenagem são o rio Grande, o canal de Sernambetiba e o rio Guerenguê, que tem cerca de 5,4 km de extensão. Apesar de fazer parte da bacia de Jacarepaguá e ter uma grande área de drenagem, os canais que o ligam com o sistema lagunar estão altamente assoreadas, como se pode ver na figura 3.2. Segundo ROSMAN (2005), a dragagem dos canais que ligam o canal ao sistema permitiria a entrada da onda de maré por ambos os lados, deixando passar uma circulação maior da água. Atualmente a altura da maré que chega à lagoa de Jacarepaguá não passa de 4 cm (ROSMAN, 2005).

Os formadores do Guerenguê são os rios Monjolo, Areal e do Engenho Novo, com extensões aproximadas de 2km, 4km e 4,5km respectivamente. A nascente do córrego do Engenho Novo localiza-se no Parque Estadual da Pedra Branca, numa região predominantemente ocupada por mata densa, numa altitude aproximada de 411m. Nas proximidades de uma área de propriedade militar, ele recebe o rio do Areal em sua margem esquerda. Mais adiante, ainda nessa mesma margem, recebe o rio Monjolo na região próxima à Estrada do Guerenguê, passando a chamar-se, a partir daí, rio Guerenguê.

Em 2000, sua população estimada era de 100.8222 habitantes, sendo o 9º bairro mais populoso do Rio. Os dados demográficos indicam que a região cresceu à taxa de 16%, na década de 1990, o equivalente a cerca de 80 mil novos habitantes.

A atividade econômica local é composta por cerca de 7.900 estabelecimentos, 88,4% dos quais pertencentes ao segmento de comércio e serviços, empregando aproximadamente 163 mil pessoas, a terceira maior região empregadora do município.



Figura 3.1 – Bacia de Jacarepaguá e seu sistema lagunar.

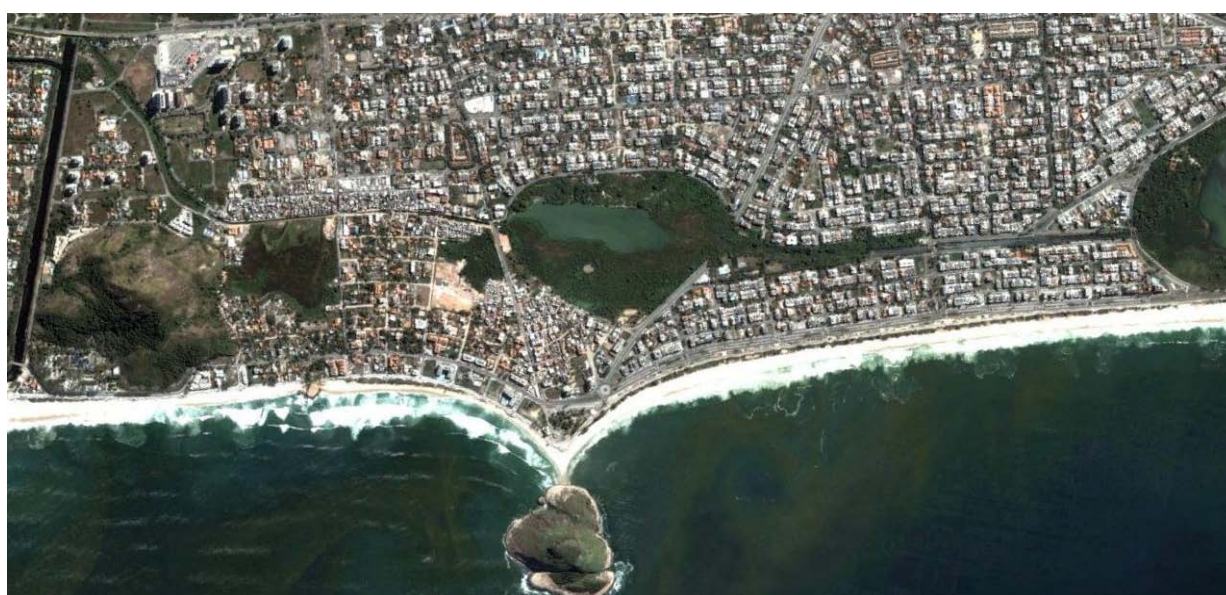


Figura 3.2 - Ligação completamente assoreada do canal de Sernambetiba com a lagoa de Marapendi à direita, e a Lagoinha das Tachas ao centro.

A região está classificada como de médio a alto Índice de Desenvolvimento Humano (IDH=0,844), e ocupa a 6ª posição quando considerada todas as 12 regiões do Plano Estratégico da Cidade do Rio de Janeiro ².

Há um grande problema de ocupação das encostas e margens dos rios e lagoas, o que vem deteriorando as condições de vida da população da Baixada de Jacarepaguá, a qualidade da água destes corpos hídricos e a susceptibilidade desta região a enchentes.

Inúmeros problemas podem ser detectados como:

- Proliferação de macrófitas aquáticas, plantas herbáceas que se multiplicam com velocidade elevada em locais com presença abundante de matéria orgânica;
- Descarte de praticamente todo o esgoto proveniente da bacia de Jacarepaguá sem qualquer tratamento nas lagoas e canais da região;
- Ocorrência periódica de fenômenos como o boom de algas provocado pela eutrofização das lagoas, provocando mortandade de peixes, etc.

Visto que o processo de urbanização pode não só agravar as enchentes em uma bacia, como também aumentar as taxas de produção de poluentes que acabam sendo transportados destes corpos d'água, identifica-se a potencialidade de aplicação de técnicas modernas de desenvolvimento de baixo impacto (DBI), de modo a garantir um crescimento equilibrado, evitando agravar as condições ambientais locais e recuperando a bacia de forma sustentável.

² Bangu, Barra da Tijuca, Campo Grande, Centro, Grande Méier, Ilha do Governador, Irajá, Leopoldina, Tijuca/ Vila Isabel, Zona Norte e Zona Sul

4. Metodologia

O ponto de partida deste trabalho foi a modelação matemática apresentada no "Estudo para Recuperação Ambiental e Controle Integrado de Enchentes e da Poluição Hídrica na Bacia do Rio Guerengué/Arroio Pavuna, Jacarepaguá/RJ" (MIGUEZ, 2007). Este projeto foi desenvolvido na Coppetec, à pedido da Prefeitura, através da Rio-Águas, e continha simulações de diversos cenários que tratavam de forma sistêmica a questão das enchentes que frequentemente ocorrem na região. Dentre os cenários simulados, os que foram selecionados para este estudo foram:

a) implantação de reservatórios de encosta nos córregos Areal e Engenho Novo, que, juntamente com o Monjolo, irão formar mais a jusante o Guerengué;

b) rebaixamento de praças Sentinela e Clarim com função de reservatórios de amortecimento de cheia;

c) canalização do Guerengué até a parte alta da bacia do Areal, Engenho Novo e Monjolo

Nesse projeto, focado nos problemas de cheia da bacia, a foz era representada como uma condição de contorno, com cota de nível d'água fixo, em 0,90m, conforme definição de projeto da Rio-Águas. O detalhamento e o desenvolvimento da modelação contida neste projeto, além dos estudos decorrentes, é no que consiste basicamente esta dissertação. Foi acrescentado à modelagem original do projeto Guerengué, a representação das lagoas de Jacarepaguá, Tijuca e Marapendi, com a aplicação de uma oscilação de nível na foz do sistema lagunar, representando a ação da maré de sizígia.

Uma das evoluções do projeto foi a simulação de implantação de reservatórios de amortecimentos de chuva domiciliares ou industriais. Foram escolhidas regiões com elevada densidade ocupacional por terem uma alta razão de área coberta por área total, permitindo assim um maior volume a ser armazenado por esses sistemas.

Outro reservatório acrescentado ao projeto se localiza na margem esquerda do Guerengué, ocupando um terreno hoje livre. Com um grande volume de armazenagem, este reservatório recebe a contribuição do rio durante a chuva e escoar naturalmente depois da mesma.

A representação das lagoas do sistema lagunar de Jacarepaguá no MODCEL foi feita dividindo-as em diversas células integradas, de área equivalente e profundidade média relativa à abrangência da área de onde se encontravam. Para isso, foi utilizada, como base de referência, a batimetria das lagoas, levantada em outro projeto da

Coppetec (ROSMAN, 2005). O arquivo contendo tais informações é composto por quase 9000 pontos espalhados pelo sistema lagunar com suas respectivas profundidades de lâmina d'água.

A bacia do sistema lagunar de Jacarepaguá foi dividida no MODCEL em 44 células nas lagoas e 39 células em áreas adjacentes.

As regiões que não foram detalhadas pelo MODCEL são drenadas por rios ou córregos, que foram representados com o auxílio do Sistema Hidro-Flu (MAGALHÃES et al., 2005), que calcula suas vazões para a chuva de projeto assumida. Na figura 4.1, a divisão das células do sistema pode ser vista. O hidrograma com as vazões desses rios, calculadas em cada intervalo de tempo, irá alimentar as condições de contorno no Modelo de Células. Na prática, essas condições são entradas de vazão nas células que representam a foz dos rios nas lagoas do sistema, aumentando assim a veracidade da representação da enchente e seu amortecimento pelas lagoas. Os gráficos 4.1 a 4.5 apresentam os hidrogramas gerados pelo Hidro-Flu.



Figura 4.1 - Divisão em células das lagoas, das regiões contribuintes e as entradas de vazão calculadas pelo Sistema Hidro-Flu.

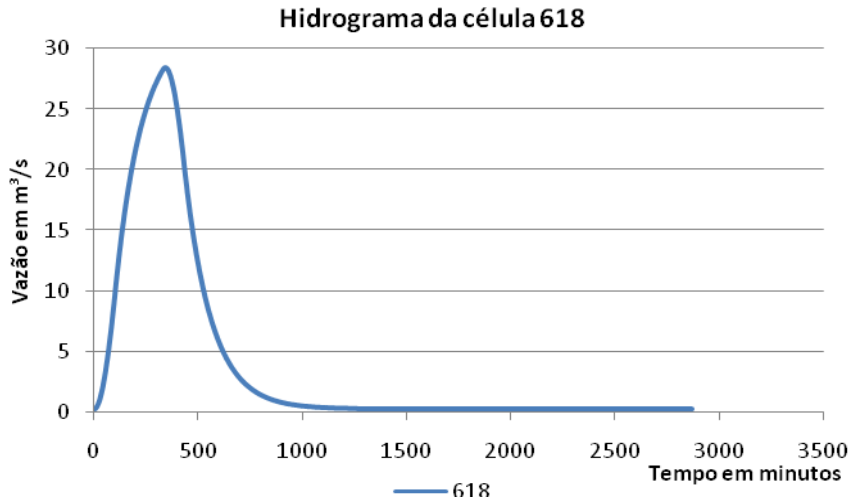


Gráfico 4.1: Hidrograma gerado pelo Hidro-Flu representando a célula 618

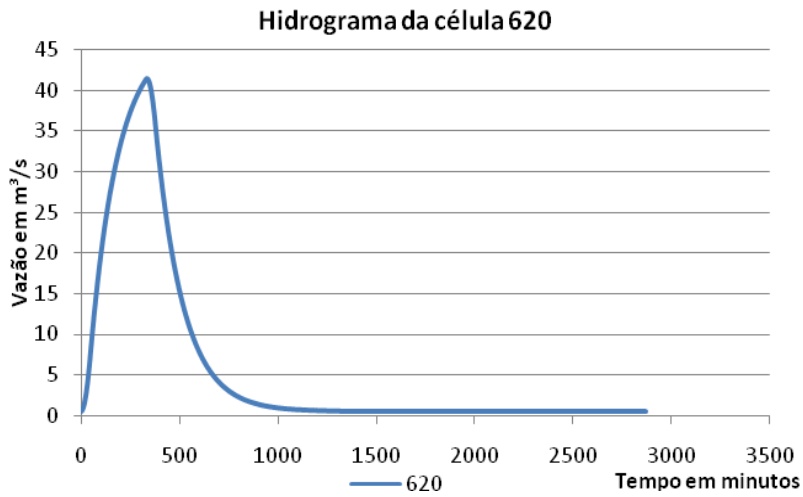


Gráfico 4.2: Hidrograma gerado pelo Hidro-Flu representando a célula 620

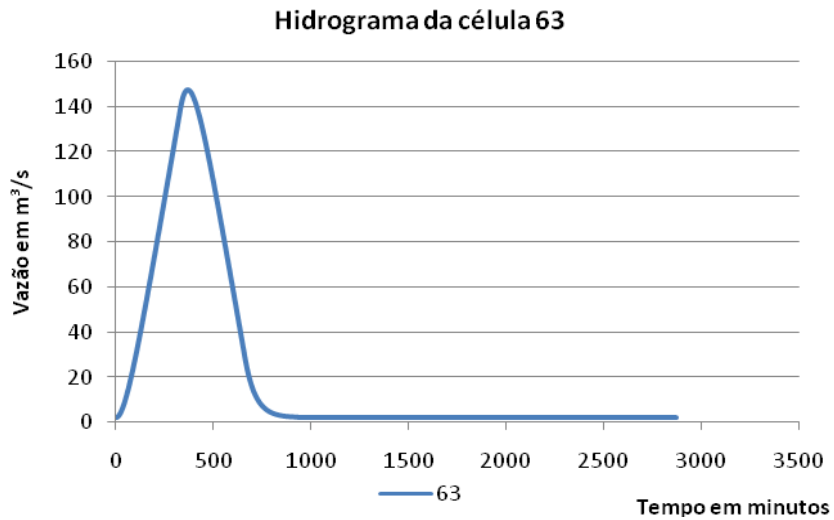


Gráfico 4.3: Hidrograma gerado pelo Hidro-Flu representando a célula 63

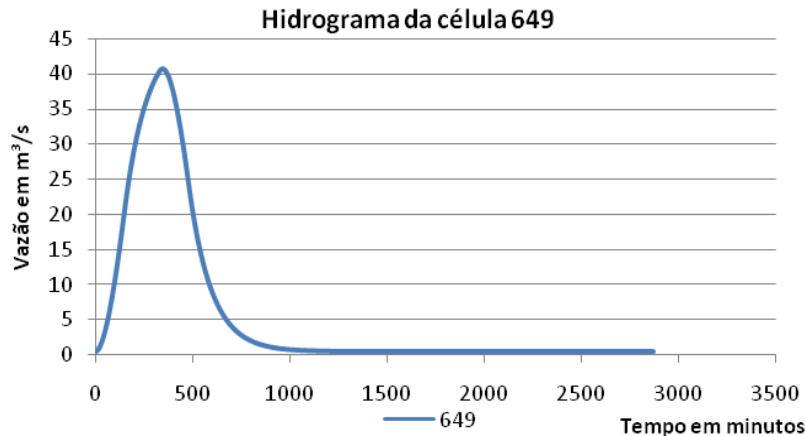


Gráfico 4.4: Hidrograma gerado pelo Hidro-Flu representando a célula 649

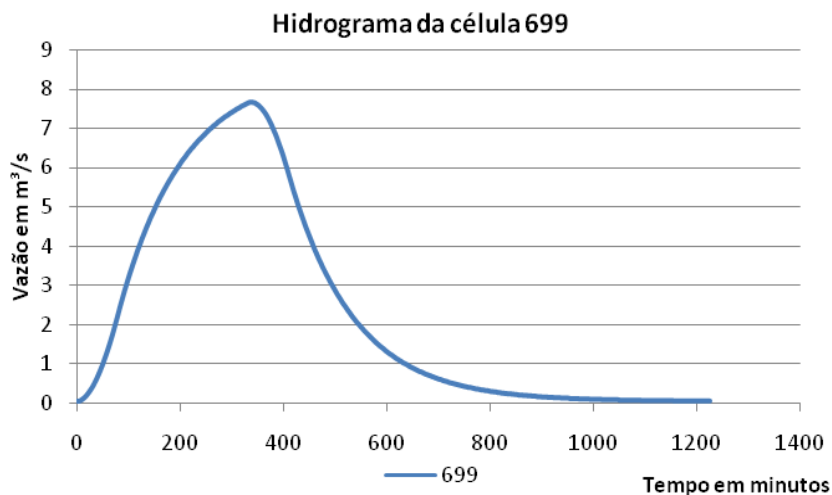


Gráfico 4.5: Hidrograma gerado pelo Hidro-Flu representando a célula 699

Para a obtenção das condições de contorno, basta introduzir as características físicas das sub-bacias no sistema Hidro-Flu e aplicar a chuva de projeto construída para a bacia do rio Guerengüê. Assim, esses dados vão simular a entrada de água no modelo de células, juntamente com o Guerengüê, representando melhor o escoamento hidrodinâmico que ocorre nas lagoas. Esse escoamento é influenciado, então, à montante, pelo escoamento das bacias que aportam ao sistema lagunar e, à jusante, pela oscilação da maré sizígia. Tal maré, no Rio de Janeiro, tem uma oscilação de aproximadamente 1,20 metros e o nível médio do mar na região é de cerca de 20 cm abaixo do nível zero, considerado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Para sua representação numérica por aproximação, foi criada uma “senoide” que variasse de menos 0,80 a mais 0,40 metros, cujo período fosse de

12 horas, tempo que a maré leva para fechar seu ciclo. O gráfico 4.6 representa a maré, usada como condição de contorno de jusante no modelo.

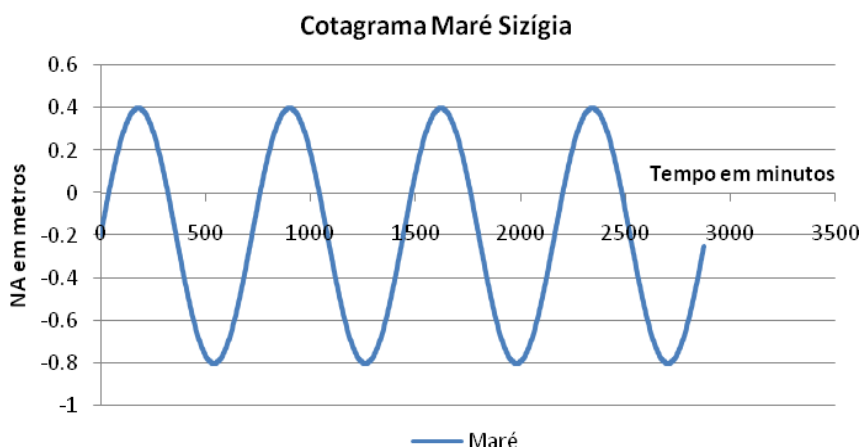


Gráfico 4.6: Oscilação da maré na região da bacia de Jacarepaguá

Com o objetivo de estudar a circulação hidrodinâmica do sistema em tempo seco, foi simulado como este se comporta quando sob ação das vazões de base a montante e a maré ascendente a jusante e comparado suas alterações com a implantação das dragagens dos canais conectores. Com o objetivo de verificar a redução de enchentes na bacia do Guerengüê, foram criados 24 simulações, sendo 4 condições iniciais e 6 cenários, a saber, cenário atual, cenário com reservatórios e cenário com canalização, todos eles com e sem dragagem do sistema lagunar. Os diferentes tempos de maré se devem a verificação de diferenças significativas de padrões de escoamento nas lagoas. Obtidos os resultados das simulações, verificou-se que duas das quatro condições iniciais geravam perfis de linha d'água no Guerengüê bastante semelhantes. Por isso a análise dos cenários apresentada é de apenas as condições iniciais mais distintas, sendo elas com a chuva iniciando na maré ascendente e iniciando na maré baixa. Foram então analisados os padrões de escoamento nas lagoas e foi verificada a sua influência no tratamento de cheias na bacia do Guerengüê. Enfim, foram comparados o método de controle de enchentes através de reservatórios espalhados ao longo da bacia com o método de canalização de toda a rede, em face das condições de circulação do sistema lagunar e suas trocas com o mar.

5. Descrição e Calibração dos Cenários

No presente trabalho foram desenvolvidos 6 cenários com 4 condições iniciais cada uma, totalizando 24 simulações a serem comparadas entre si. Os cenários principais podem ser divididos em 3 situações distintas, que serão descritas neste capítulo: cenário atual, cenário com reservatórios e cenário com canalização. Cada um desses cenários foi simulado com e sem intervenções de dragagem nas ligações das lagoas, de forma a produzir um estudo do comportamento hidrodinâmico do sistema lagunar mais completo. É possível dessa maneira verificar a eficiência das dragagens conjuntamente com outras medidas de controle de enchentes e a situação atual, sem nenhuma medida implementada. Cada um desses 6 cenários será simulado em 4 distintas condições iniciais: maré sizígia ascendente no nível médio, pico da maré sizígia, novamente em nível médio, porém em fase descendente, e, por fim, no vale da maré, ou seja, em seu nível mais baixo.

A chuva aplicada aos modelos tem um tempo de recorrência de 20 anos, que é o padrão no dimensionamento de canais de macrodrenagem, em geral. O gráfico 5.1 apresenta o pluviograma utilizado nas simulações deste trabalho.

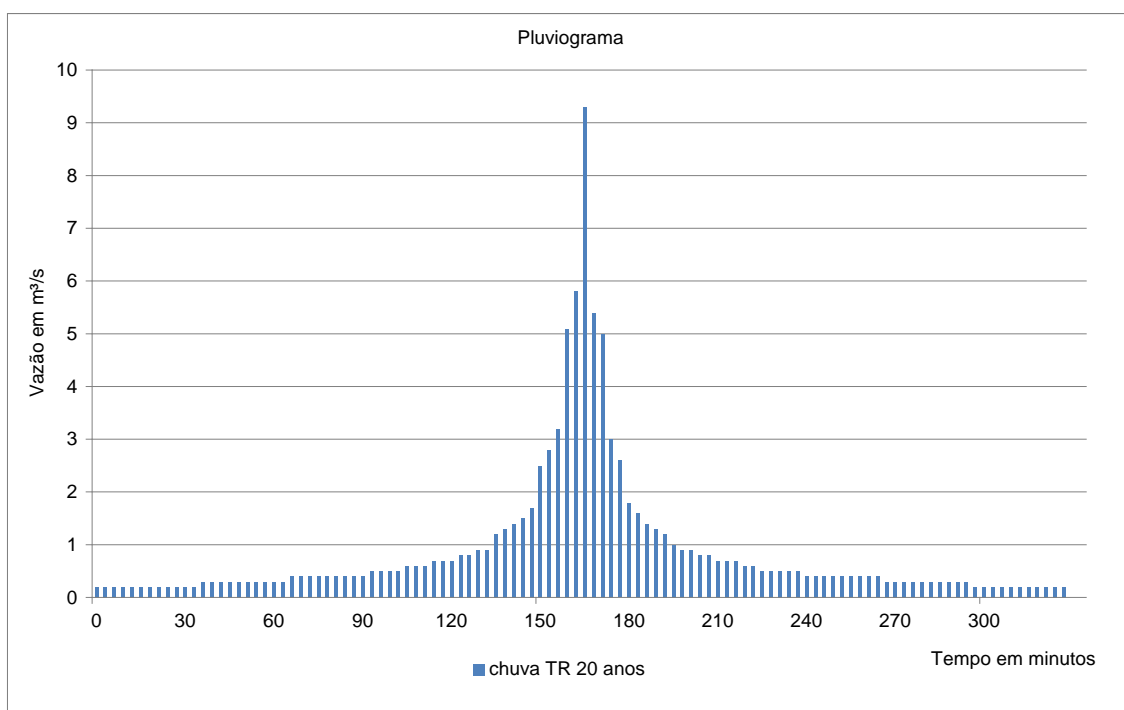


Gráfico 5.1: Pluviograma da chuva de TR 20 anos utilizada.

A descrição dos diferentes cenários será apresentada a seguir.

5.1 Descrição e Calibração do Cenário Atual

A região de Jacarepaguá, principalmente a bacia do rio Guerengüê, vem sofrendo frequentemente as consequências de fortes enchentes, causadas por um sistema de drenagem urbana deficiente e um mau planejamento de ocupação do solo. A região sofre ainda de baixa qualidade da água em seu sistema lagunar devido às altas taxas de carga orgânica que chegam de seus afluentes, oriundas de lançamento de esgoto bruto nas redes pluviais. Segundo SEMADS (2001), houve uma grande enchente em 1996 que chamou a atenção das autoridades e da população local para a necessidade de controle de cheias na região.

Os totais pluviométricos registrados pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) para este evento são apresentados, a seguir, na tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Totais pluviométricos registrados pelo INMET em fevereiro de 1996.

Dia	Total registrado em Jacarepaguá (mm)
13	111
14	304
15	55

Desde então, diversas outras enchentes de menor magnitude atingiram a região, aumentando ainda mais a necessidade de um plano de controle de enchentes. A tabela abaixo mostra os níveis atingidos por alguns eventos de forte chuva em diferentes áreas da bacia. Esses níveis foram usados para auxiliar a calibração do modelo representante do cenário atual. Alguns desses dados vieram da Rio-Águas, com a leitura de 5 novos pontos de leitura para a chuva de janeiro de 2006, melhorando assim a confiabilidade do modelo. Os níveis atingidos e os valores calculados pelo modelo para uma chuva semelhante (20 anos) são apresentados na tabela 5.2.

Na calibração das lagoas foram utilizados 2 parâmetros de calibração. Um é o nível atingido pela cheia de 20 anos em maré sizígia, e outro é a oscilação de maré nas lagoas em tempo seco. Veja, na tabela 5.3, os valores atingidos na simulação matemática.

Tabela 5.2 - Síntese dos resultados obtidos na calibração do modelo.

Célula	Local	Lâmina de Alagamento: Meta de Calibração (m)	Lâmina de Alagamento: Resultado da Calibração (m)
901	RUA CASTOR, PRÓX. ESTRADA DOS BANDEIRANTES	0,30m a 0,50m	0,33m
1001	RUA CASTOR, 317 / RUA FLOREAL	0,75m a 1,00m	0,97m
1801	RUA VILA AURORA / RUA ANDRÉ ROCHA	1,00m a 1,50m	1,53m
2001	ESTRADA DO GUERENGUÊ / AV. BEIRA LIMA	0,15m a 0,20m	0,29m
2002	RUA ONIL MACHADO GITAHY / RUA CLODOMIR LUCAS DOS REIS	0,40m a 0,60m	0,58m
602	AV. ARROIO PAVUNA ENTRE AS R. STO ANTÔNIO E CAMINHO DO OUTEIRO	0,30m a 0,50m	0,30m
701	RUA CORONEL WILLYAN PRÓXIMO À RUA PRESIDENTE CLÓVIS DA SILVA	0,30m a 0,50m	0,44m
801	RUA CORONEL WILLYAN PRÓXIMO À ESTRADA DOS BANDEIRANTES	0,30m a 0,50m	0,54m
2401	RUA AIRES FERREIRA	0,75m a 1,00m	0,81m
2502	ESTRADA OUTEIRO SANTOS PRÓXIMO À RUA LUCIANO DE ROSE	0,75m a 1,00m	0,34m

Tabela 5.3 - Valores para calibração da rugosidade do fundo das lagoas.

Níveis na foz do Guerengué	Valores Observados	Valores Calculados
Valor máximo com maré sizígia e chuva de TR 20 anos	0,90m	0,92m
Oscilação devido à maré em tempo seco	4,0 cm	3,2 cm

A cota de 0,90m foi atingida com uma cheia com tempo de retorno de 20 anos segundo a Rio-Águas. A oscilação na lagoa de Jacarepaguá, de acordo com ROSMAN (2005) não passa de 4 cm em tempo seco. Pode-se perceber que a representação das lagoas no modelo está adequada em relação ao recebimento de uma cheia de 20 anos e à oscilação devido a maré.

Para atingir tais valores, foi utilizado um coeficiente de rugosidade de manning de 0,02 para toda a lagoa. Este valor é compatível com os tabelados na literatura técnica e o mesmo adotado por Rosman na modelagem feita para um estudo sobre a circulação das lagoas de Jacarepaguá (ROSMAN, 2005).

5.2 Cenário com reservatórios

Como medida alternativa à convencional e invasiva canalização da rede de drenagem, foi proposto, neste trabalho, a implementação de diversos reservatórios de detenção espalhados pela bacia, complementando as propostas originais do projeto POLI 8498 (MIGUEZ, 2007). Eles devem ser cheios durante as chuvas, evitando que toda sua água escoe diretamente para a rede de drenagem evitando a sobrecarga. No presente trabalho foram adotados 4 tipos de reservatórios. Reservatórios de encosta, de detenção em praças, armazenamento em várzea marginal rebaixada e reservatórios de aproveitamento de água da chuva em lotes. As praças utilizadas como reservatórios de detenção foram as praças Sentinela e Clarim, e a adoção de sistemas de amortecimento de água da chuva nos lotes correspondentes às células 1001, 1804, 1906 e 2601 por apresentarem altas lâminas de alagamento. Na figura 5.1 pode-se localizar respectivamente as praças e os lotes adotados.

Na praça Sentinela e na praça Clarim propôs-se um rebaixamento de 1,50 metros, permitindo um maior armazenamento das águas que para ali escoam. Essas praças estão ligadas à macrodrenagem através de bueiros, que serão responsáveis por escoar a água ali armazenada.

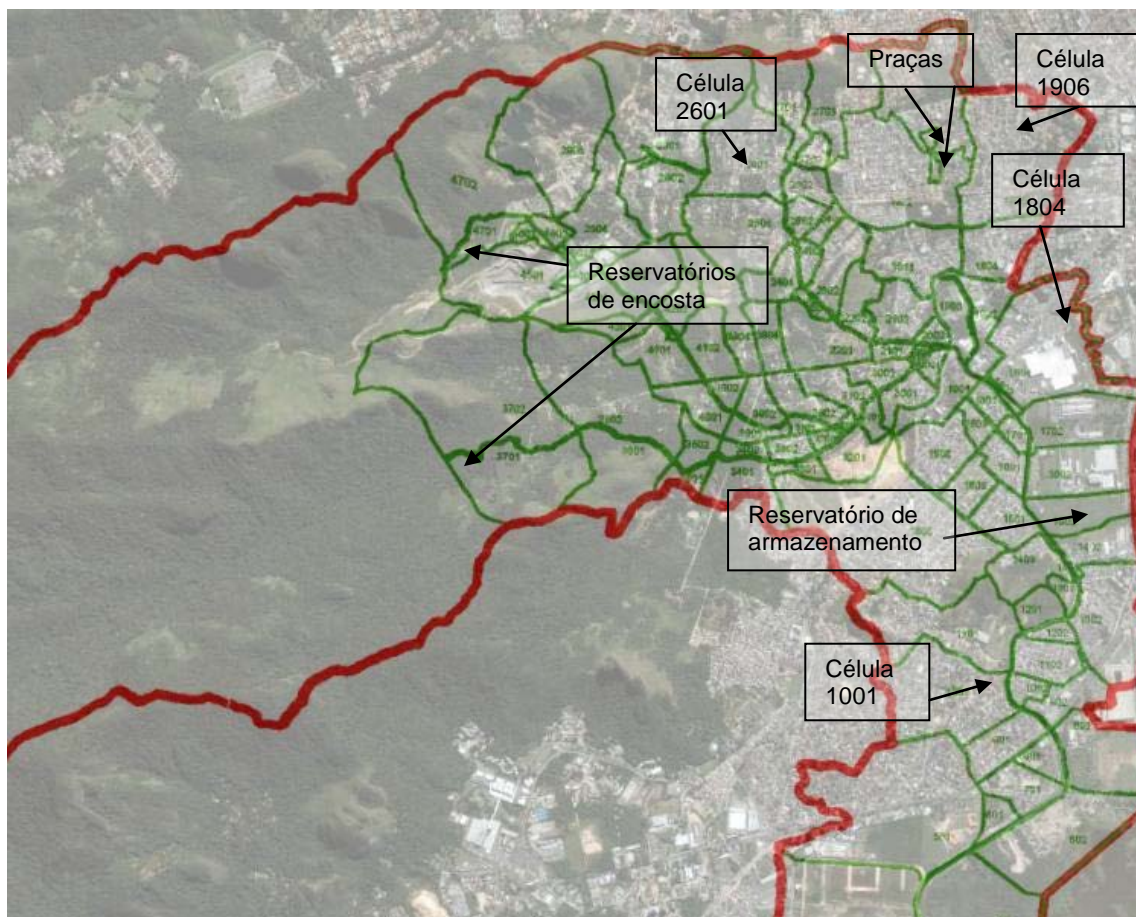


Figura 5.1 - Imagem da localização das células onde ficarão os reservatórios de detenção.

Para a representação dos sistemas domiciliares ou industriais de amortecimento de água da chuva, inicialmente foi verificada quais células representam regiões que possuem elevados índices de alagamento e são altamente urbanizadas. Foi feita uma estimativa do percentual de área coberta da célula com base em análise de fotos de satélite. A partir dessa estimativa, tem-se um valor próximo ao somatório das áreas das coberturas e telhados das edificações ali presentes.

Através de pesquisa de mercado com empresas que trabalham com esse tipo de sistema, como a Acqua Save, verificou-se que para o dimensionamento do volume dos reservatórios utiliza-se cerca de 30 litros por metro quadrado de área drenada. Ao multiplicar esse valor pela estimativa da área coberta naquela célula, tem-se um volume equivalente ao somatório dos reservatórios dos sistemas ali implantados. Para o modelo, é como se todos os estabelecimentos do lote se utilizassem de um único sistema de aproveitamento de água da chuva com um reservatório de volume igual ao somatório de todos os reservatórios da região. A tabela 5.4 apresenta as áreas totais e cobertas dos lotes onde foram simulados os reservatórios de aproveitamento de água

da chuva, além dos volumes de reservatórios equivalentes de acordo com o critério adotado.

Tabela 5.4 – Valores utilizados na representação numérica do aproveitamento de água de chuva nos lotes planejados.

Célula	Área total	% Coberta	Área coberta	Volume equivalente
1001	282.369 m ²	90%	253.333 m ²	7.600 m ³
1906	379.370 m ²	75%	283.333 m ²	8.500 m ³
1804	321.748 m ²	65%	210.000 m ²	6.300 m ³
2601	205.533 m ²	65%	133.333 m ²	4.000 m ³

Sua representação numérica foi feita através da criação de uma célula-reservatório que se liga somente à célula que representa o lote em questão. A comunicação entre elas foi feita através de ligação - vertedouro, e esta teve de ser calibrada de forma que a célula-reservatório se encha por completo no mesmo tempo que um reservatório individual desse sistema encheria para uma chuva equivalente. Dessa forma estamos dizendo que, enquanto os reservatórios não estão cheios, a água drenada pelas coberturas atendidas pelo sistema, chegará amortecida à microdrenagem. Se a chuva ocorrida for maior que a chuva de projeto do sistema de amortecimento, ou seja, os reservatórios encherem por completo antes do término do evento chuvoso, essa água irá então para a microdrenagem da região sem o adequado amortecimento. Com essa representação corretamente calibrada consegue-se representar bem o funcionamento desses sistemas.

Percebe-se que essa medida é tanto mais eficiente quanto mais ocupado for a região, fornecendo assim um maior volume de armazenamento da chuva. Por suas limitações de volume, sua ação tem eficiência mais significativa localmente. Por esse motivo, somente as células beneficiadas com o sistema são apresentadas na análise de dados, assim como as células que se comunicam com as praças rebaixadas.

Os reservatórios de encosta têm ação mais sistêmicas, atuando diretamente no comportamento do rio ou canal, evitando ou reduzindo seu extravasamento. No projeto Coppetec (MIGUEZ, 2007), modelou-se para esta chuva a implantação de reservatórios de encosta próximos às nascentes dos rios Areal e Engenho Novo, que irão formar mais tarde o rio Guerenguê.

Os reservatórios de encosta são apoiados sobre as ombreiras das vertentes que definem os talwegues em que correm os rios Areal e Engenho Novo, e possui orifícios ao longo de seu eixo vertical. Veja nas figuras 5.3 e 5.4 os reservatórios em planta de Cad com as curvas de nível.

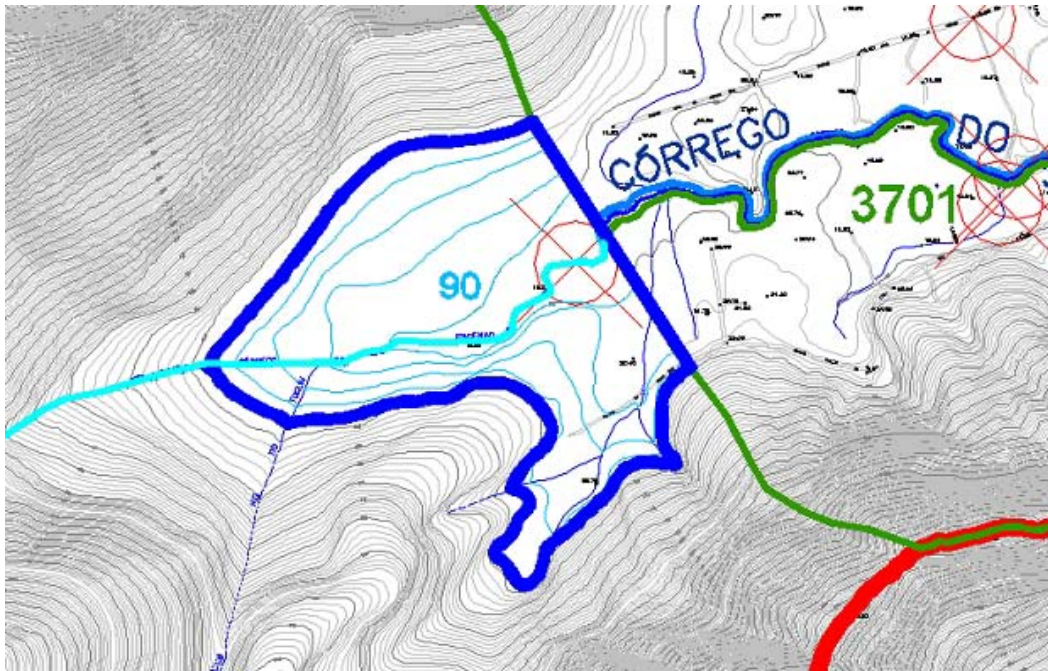


Figura 5.2 - Reservatório do córrego do Engenho Novo com sua área de inundação de projeto.

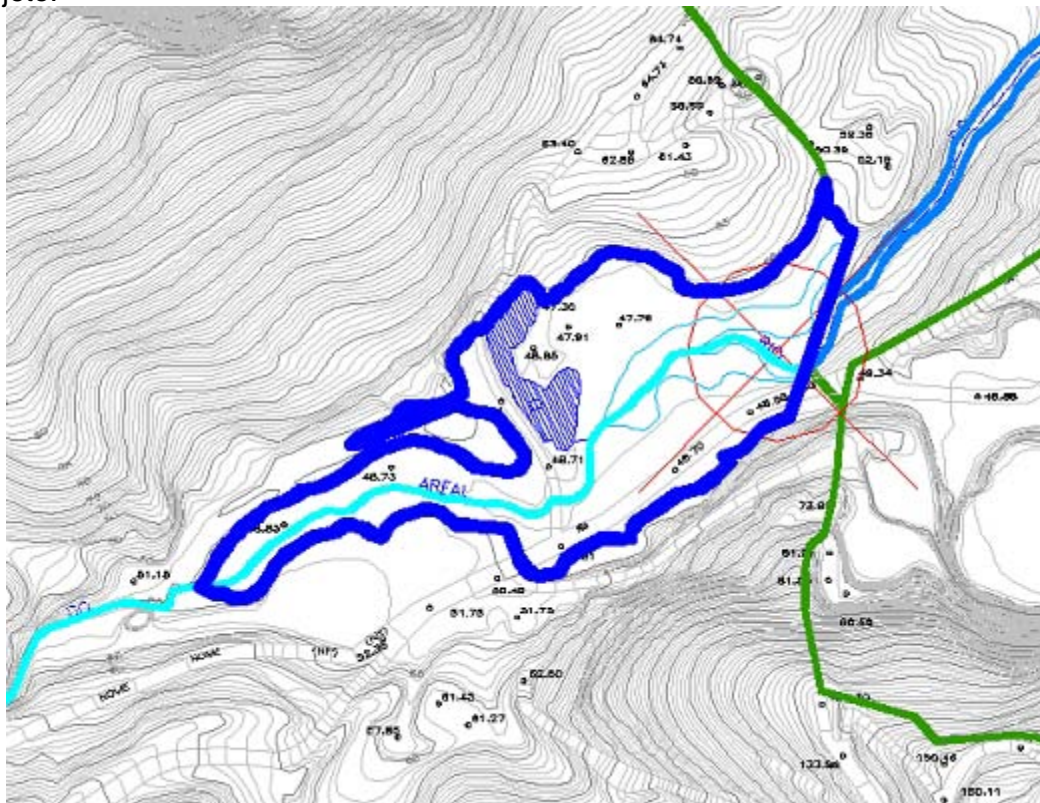


Figura 5.3 - Reservatório do rio Areal com sua área de inundação de projeto.

Em tempo seco, os orifícios propostos são suficientes para permitir o escoamento dos rios em águas baixas. Para casos de chuvas maiores que as chuvas de projeto dos reservatórios, é preciso vertedores para seus extravasamentos. Com

essa estrutura consegue-se segurar o escoamento vindo da drenagem da encosta, reduzindo os picos de vazão ao longo do leito dos rios.

No armazenamento proposto na margem esquerda do Guerenguê utiliza-se de uma grande área livre, cerca de 80.000 m², e o nível do terreno do lote será rebaixado cerca de 1,5 metros. Nessa cota, o rio corre em calha em tempo seco, mas passa a extravasar para o reservatório em tempos de chuva. Com um volume de mais de 120.000 m³ de armazenamento, o reservatório irá começar a amortecer o pico da onda de cheia do rio quando este atingir a cota de 1,0 metros, estando na cota 0,60m em tempo seco. Veja na figura 5.5 a localização do reservatório de retenção.



Figura 5.4 - Localização do reservatório de retenção na margem esquerda do rio Guerenguê.

5.3 Cenário com Canalização

Para este cenário foi utilizado a representação no ModCel contida no projeto POLI 8498 (MIGUEZ, 2007), o projeto de canalização desenvolvido pela Prefeitura. O projeto abrange desde o trecho final do Guerenguê, também conhecido como Arroio Pavuna, até suas nascentes nos rios Areal, Engenho Novo e Monjolo. As novas seções dos trechos canalizados têm dimensões que chegam a ficar mais de duas vezes mais larga que a situação atual, o que certamente levaria à remoção de centenas de moradias ribeirinhas irregulares. Por outro lado, uma obra dessa

magnitude certamente aumentará significativamente a capacidade de drenagem da bacia, reduzindo lâminas de alagamento para chuvas bastante intensas.

5.4 Dragagens no sistema lagunar

Os três cenários previamente descritos serão comparados com e sem dragagem dos principais canais de ligação do sistema lagunar de Jacarepaguá.

A dragagem dos canais que ligam as principais lagoas de Jacarepaguá ao mar permite um maior escoamento das águas de chuva, reduzindo os níveis d'água na foz do rio e criando um rebaixo do mesmo para montante. Atualmente esses canais lagunares estão extremamente assoreados, criando um estrangulamento do escoamento da chuva. Diversas dragagens foram simuladas com diferentes combinações de canais dragados, verificando assim suas eficiências individuais e em conjunto, permitindo construir uma combinação ótima para a drenagem da bacia. Os canais dragados foram os de ligação entre a lagoa de Jacarepaguá e a lagoa da Tijuca; entre a lagoa da Tijuca e o mar, também conhecido como canal da Barra da Tijuca; o que liga a lagoa de Marapendi ao canal da Barra; e a parte baixa do Guerenguê, aumentando sua seção transversal e conseqüentemente reduzindo sua perda de carga. Espera-se, devido ao comportamento hidrodinâmico do sistema, que os canais dragados mais eficientes na redução de níveis na foz do Guerenguê sejam primeiramente o que liga a lagoa de Jacarepaguá à lagoa da Tijuca, seguido pelo canal que liga esta ao mar, tendo como o menos eficiente, para fins de cheia, o canal de Marapendi, que poderia receber, de forma secundária, um dado volume para amortecimento. Mesmo assim, como esta é uma região valorizada e possui águas bastante eutrofizadas, o presente trabalho apresentará e analisará o efeito da dragagem de todos os canais propostos.

O gráfico 5.2 apresenta os níveis atingidos na foz do Guerenguê quando sob uma chuva de TR de 20 anos, para algumas profundidades dragadas além do cenário atual. Pode-se ver que pouca diferença se encontra nos níveis atingidos na foz entre as simulações de dragagens de 2 e 3 metros. Ele nos leva a crer que tal tendência se mantenha pra maiores profundidades, sendo assim, o valor de 2 metros adotado nas análises dos resultados.

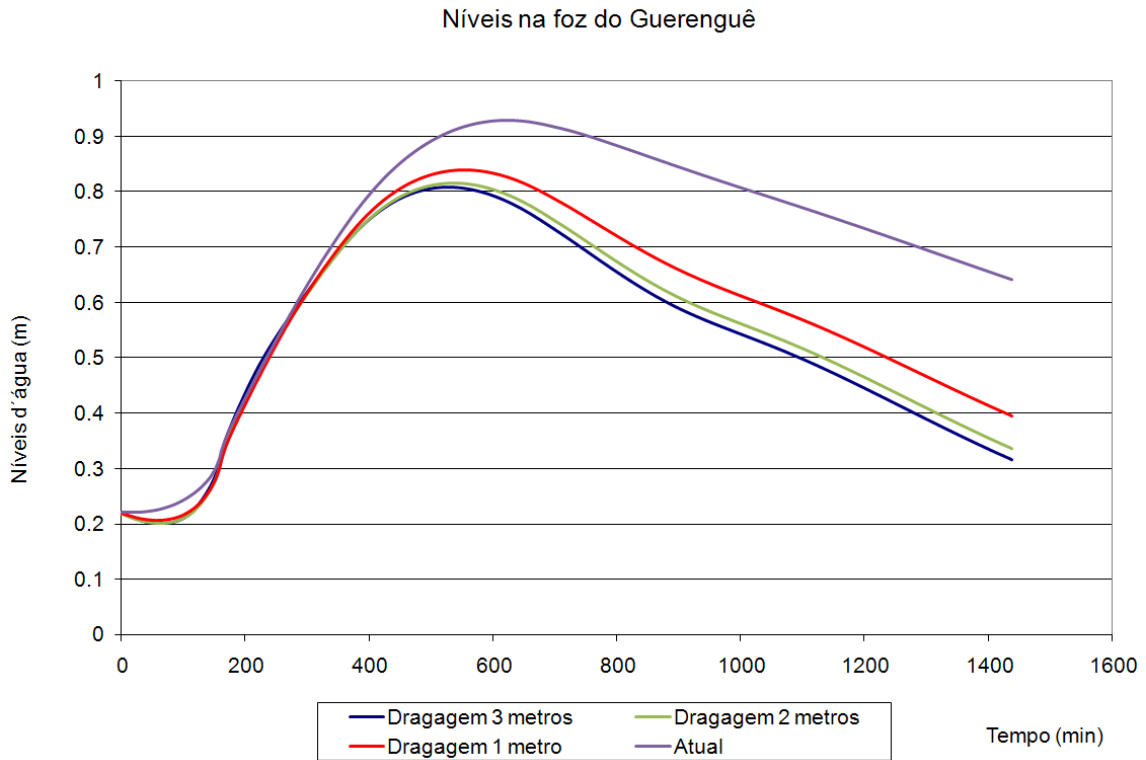


Gráfico 5.2: Hidrograma da foz do Guerengê com diferentes profundidades dragadas.

Através da análise de seus resultados será comparada a eficiência do controle de enchentes através de reservatórios e com a canalização do rio, ambas com a interferência ou não das dragagens nos sistema lagunar.

6. Análise dos Resultados

Neste capítulo, serão apresentadas e analisadas as saídas do modelo. Será estudada a circulação das lagoas, o perfil de linha d'água do Guerengê, os níveis máximos atingidos nas lagoas e as lâminas máximas de alagamento atingidas na região de interesse. Para isso, em primeiro lugar, será feito um estudo do comportamento das velocidades de circulação nas lagoas em duas situações: a) sob influência da maré ascendente em tempo seco e b) sob a influência de uma chuva com tempo de retorno de vinte anos. Essas velocidades serão comparadas com os mesmos eventos, considerando a dragagem dos três canais principais do sistema lagunar de Jacarepaguá: canal de Camorim, canal de Marapendi e canal da Barra. As figuras 6.1 e 6.2 apresentam os canais e as respectivas lagoas que os mesmos conectam.

Em segundo lugar, ainda com relação à circulação nas lagoas, serão analisados os hidrogramas dos exutórios de cada canal sob as condições “a” e “b”, ou seja, em tempo seco e sob uma chuva intensa. Através da análise dessas curvas, pode-se avaliar, quantitativamente, a circulação entre lagoas, por meio da comparação das diferentes vazões trocadas por elas ao longo do tempo.



Figura 6.1 - Canal de Camorim, ligando a lagoa de Jacarepaguá à lagoa da Tijuca.



Figura 6.2 - Canal de Marapendi, ligando a lagoa da Tijuca à lagoa de Marapendi, e o canal da Barra, ligando o sistema lagunar ao mar.

No que diz respeito ao perfil de linha-d'água do Guerenguê, sua análise será feita para todas as combinações de intervenções possíveis, totalizando 6 cenários em 2 condições iniciais: maré ascendente e maré baixa. As diferenças de níveis máximos atingidos pela enchente variam de acordo com o momento em que se encontra a maré. Essa análise será complementada por meio de uma avaliação dos hidrogramas de saída do Guerenguê para as mesmas condições e cenários. A mesma análise será feita com o hidrograma atual da foz do Arroio Fundo, que será comparado com o resultado em presença das intervenções de dragagem nas lagoas. Apesar de não ter sido desenvolvido um estudo detalhado na bacia do Arroio Fundo, os benefícios dessas reduções de nível devem se propagar para montante de maneira similar à do Guerenguê, por causa da semelhança de suas bacias. Foi também analisado a influência das dragagens nos níveis máximos atingidos nas lagoas, em tempo seco e sob chuva intensa

Dentro da bacia do Guerenguê, onde foram implantados as medidas de controle de cheia, serão comparadas as lâminas d'água atingidas durante a enchente de 20 anos nos três cenários. A bacia foi dividida em parte alta, média e baixa. As células que a representam foram distribuídas nessas 3 partes e calculadas as médias de seus níveis máximos. Assim, consegue-se ter uma boa noção de quanto se reduziram, em média, os níveis da enchente nas três principais partes da bacia. Finalmente, serão comparados os níveis atingidos com e sem intervenções na região próxima às praças Sentinela e Clarim, e nas regiões onde foram implantados os reservatórios particulares de amortecimento de cheia. A idéia, com isso, é avaliar de forma mais detalhada os benefícios das intervenções nas regiões onde foram implantadas.

6.1 Análise da Circulação Hidrodinâmica do Sistema Lagunar de Jacarepaguá

6.1.1 Tempo seco

Inicialmente, será avaliado o comportamento hidrodinâmico do sistema lagunar de Jacarepaguá em tempo seco, ou seja, sob ação somente da maré de sizígia e das vazões de base dos rios contribuintes. Suas velocidades atuais serão comparadas com as velocidades após as dragagens dos principais canais que as ligam. A figura 6.3 apresenta as máximas velocidades encontradas atualmente na lagoa de Jacarepaguá, representadas por setas com dimensões proporcionais às suas magnitudes. A maior velocidade encontrada pelo modelo, para esta condição, foi de 9 cm/s. Na figura 6.4, vê-se a magnitude das velocidades após as intervenções de dragagem de 2 metros nos canais do sistema. A velocidade máxima atingida neste cenário foi de 12 cm/s, cerca de 33% maior que atualmente.

Além do aumento de um terço na magnitude da velocidade máxima na lagoa, verifica-se um deslocamento dessa velocidade para a direção do exutório da lagoa, no canal de Camorim. Isso indica que com a dragagem dos canais, as águas provenientes dos rios que ali desembocam tendem a escoar com maior facilidade para o mar. No ponto indicado na figura 6.3, a velocidade máxima atingida triplicou de magnitude, indicando um maior fluxo para o exutório da lagoa, mesmo em tempo seco. Dentro da lagoa, no entanto, foram poucas as alterações nas velocidades.



Figura 6.3 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá, atualmente em tempo seco.

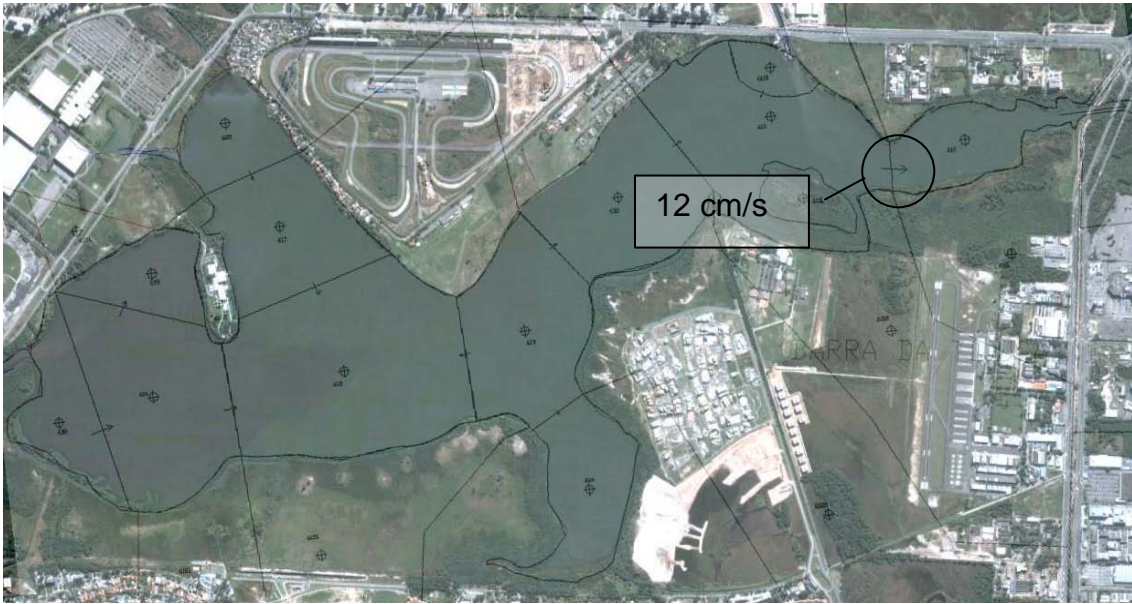


Figura 6.4: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá após dragagens dos canais, em tempo seco.

Na figura 6.5, pode-se ver a distribuição das máximas de velocidades na lagoa da Tijuca atualmente, enquanto na figura 6.6 é possível compará-las com as velocidades após as dragagens.



Figura 6.5: Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca, atualmente em tempo seco.



Figura 6.6 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca após dragagens dos canais, em tempo seco.

Nota-se um aumento das velocidades na lagoa da Tijuca, em torno de 40%, após as dragagens. As máximas velocidades calculadas pelo modelo foram respectivamente 27 e 38 cm/s, ambas próximas ao exutório da lagoa.

No canal de Camorim, no entanto, notou-se uma redução de cerca de 10% nas velocidades antes e após as dragagens. Esse resultado é possível no comportamento hidrodinâmico do sistema, uma vez que, tendo uma maior seção transversal, pode ocorrer uma redução nas velocidades de escoamento, ainda assim permitindo uma vazão maior. Como pode ser visto no gráfico 6.1, o hidrograma do canal de Camorim com e sem as dragagens no sistema mostra um aumento das vazões entre as lagoas de Jacarepaguá e Tijuca, como era de se esperar, uma vez que estas tiveram suas seções transversais aumentadas.

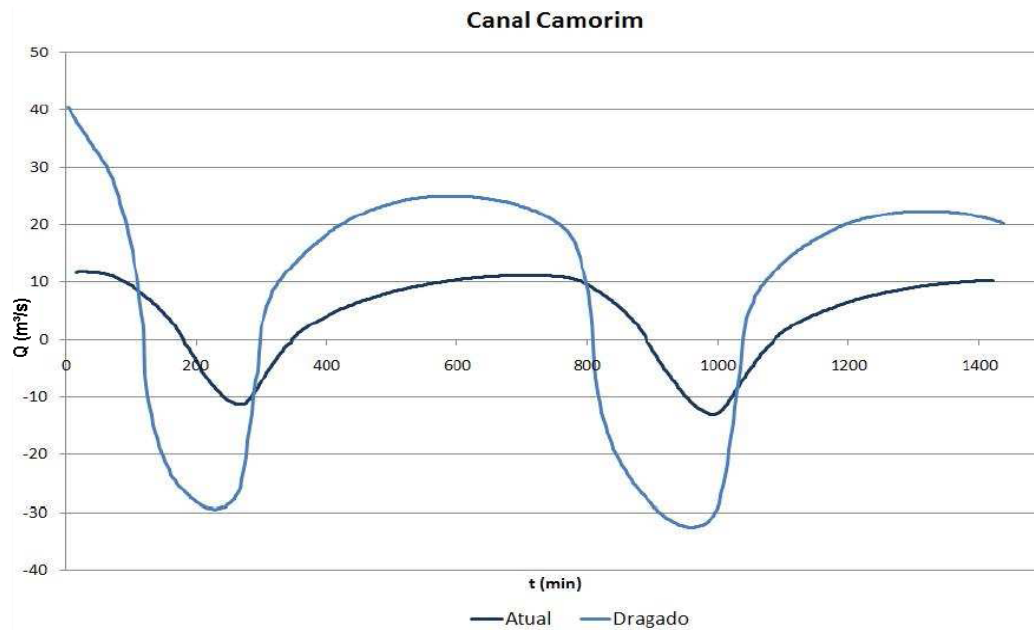


Gráfico 6.1 – Hidrogramas do canal de Camorim, em condições naturais e dragado.

Na figura 6.7, vê-se o canal da Barra e o início do canal de Marapendi no cenário atual; na figura 6.8, mostra-se a mesma imagem com as velocidades caso esses fossem dragados. Com exceção das velocidades indicadas nas figuras, não houve entre os dois cenários diferença significativa em suas magnitudes. Houve um incremento de 5 a 12% nas velocidades das células que se ligam à número 649, indicada nas figuras, o que é natural, uma vez que esta célula não foi dragada e houve um incremento na vazão afluente das lagoas de Jacarepaguá e Tijuca, como mostra o gráfico 6.2.

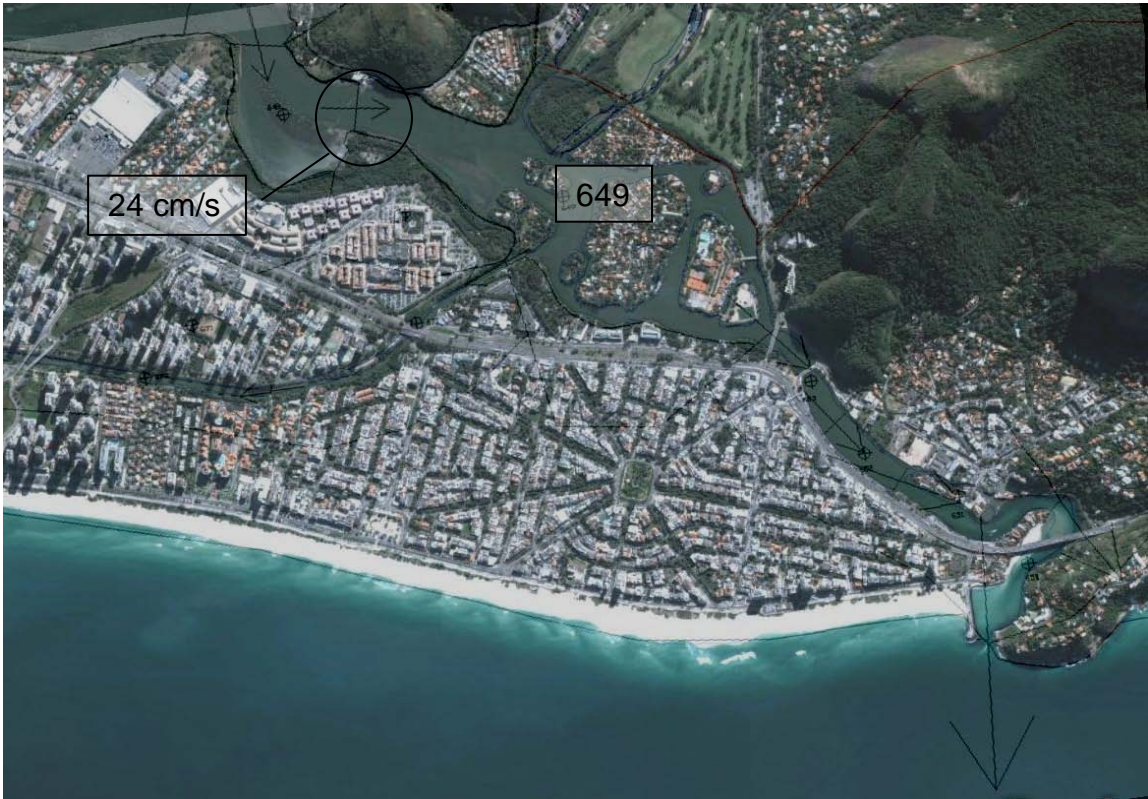


Figura 6.7 - Velocidades máximas atuais de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco.



Figura 6.8 - Velocidades máximas de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco após dragagens.

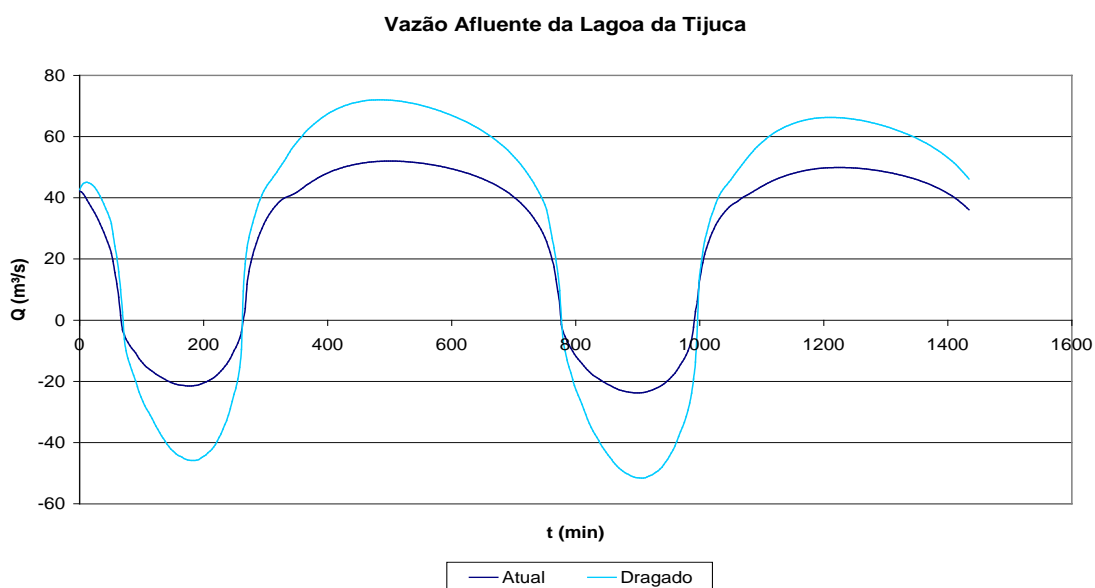


Gráfico 6.2 - Vazões ao longo do tempo afluente da lagoa da Tijuca.

Nos gráficos 6.3 e 6.4, vemos, respectivamente, as vazões com e sem dragagens no canal de Marapendi, que liga a lagoa de Marapendi ao canal da Barra, e no próprio canal da Barra, exutório final de todo o sistema lagunar. Nota-se claramente um aumento das vazões máximas antes e após as dragagens dos canais. Por exemplo, o canal de Marapendi teve vazões máximas incrementadas em torno de 50%, enquanto o canal da Barra atingiu crescimento de 60%. Novamente, como era de se esperar, essas vazões não se refletiram num aumento de velocidades nos canais, uma vez que agora estes trabalham com uma seção transversal maior, dois metros mais profunda.

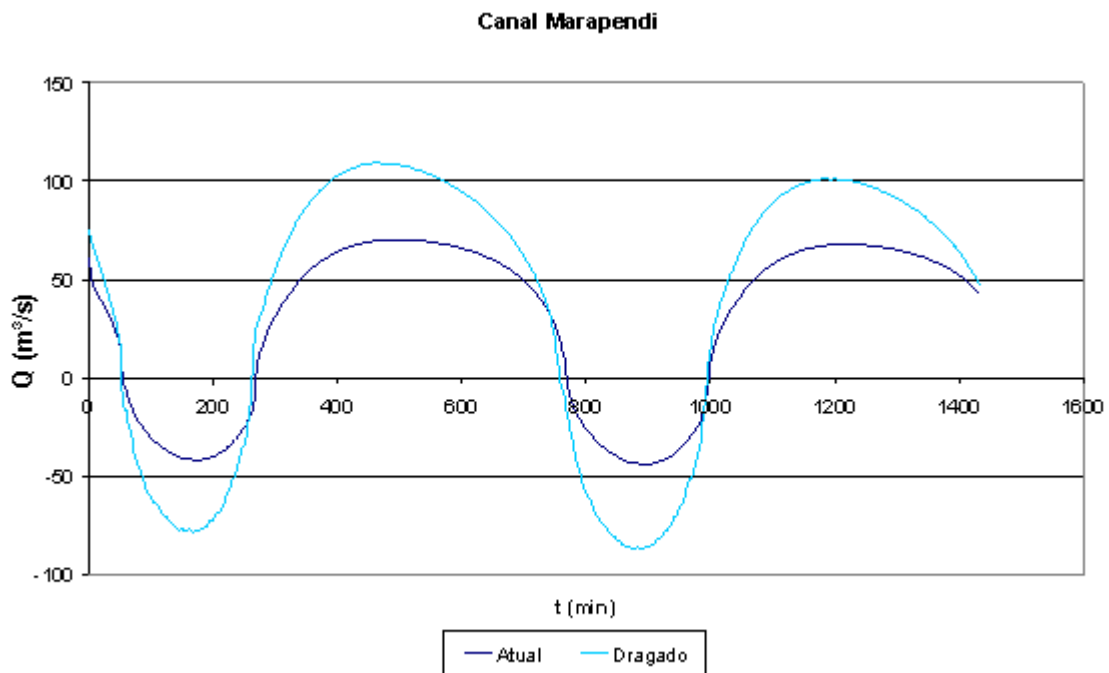


Gráfico 6.3 - Hidrograma no canal de Marapendi em condições naturais e dragado.

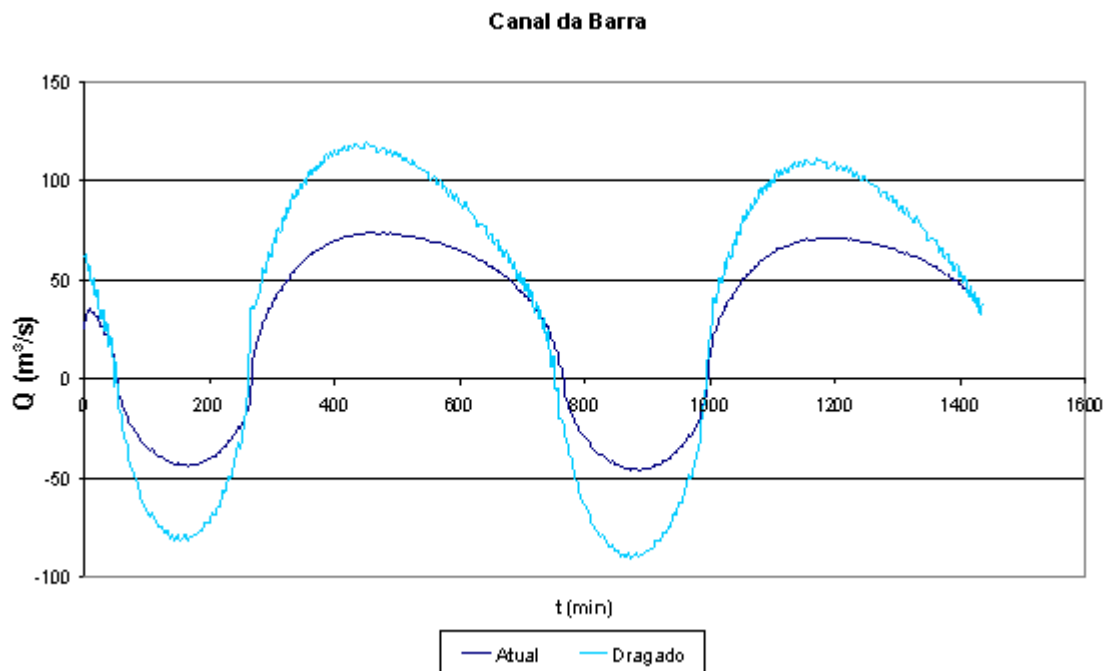


Gráfico 6.4 - Hidrograma no canal da Barra em condições naturais e dragado.

Nas figuras 6.9 a 6.12, pode-se comparar as velocidades atingidas na lagoa de Marapendi, antes e após as dragagens. Por ser uma lagoa muito extensa, ela foi dividida em duas partes, aproximadamente na altura da avenida Mário Fernandes Guedes. Percebe-se, em ambas as situações, com e sem dragagens, uma aceleração no escoamento no trecho sob a ponte da avenida Ayrton Senna, sendo os valores de

velocidade mais altas observados no trecho. Essa aceleração deve-se ao estreitamento da seção transversal por causa da ponte, tendo a velocidade máxima de escoamento sob ela praticamente dobrado após a dragagem dos canais.



Figura 6.9 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente em tempo seco.

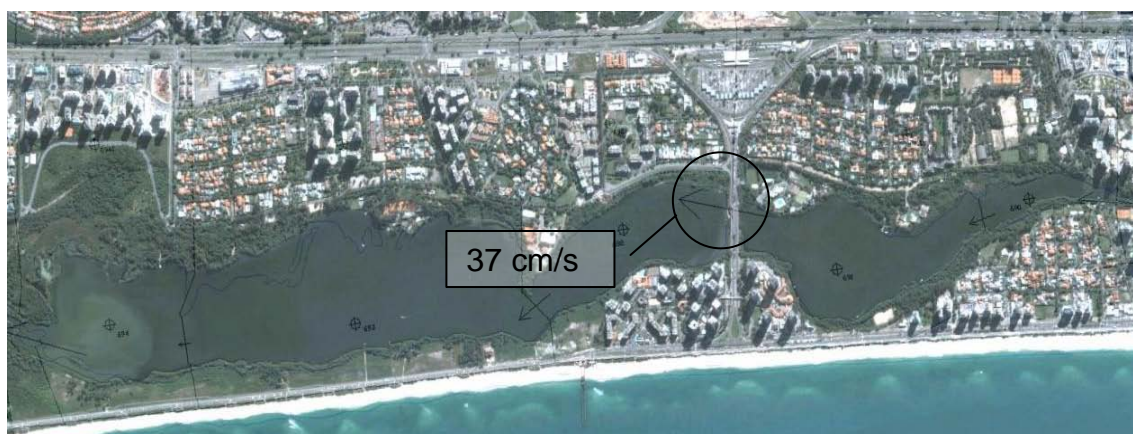


Figura 6.10 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens, em tempo seco.

Nas figuras 6.11 e 6.12 pode-se ver uma nova aceleração de escoamento devido ao estreitamento da seção, desta vez causada pela topografia e vegetação local. Esses estreitamentos causam grande perda de carga localizada, diminuindo significativamente as velocidades de escoamento na lagoa de Marapendi, o que dificulta sua visualização nas figuras abaixo. Isso explica porque, numericamente, verificou-se que, com as dragagens dos canais, as máximas velocidades atingidas na lagoa cresceram em média apenas cerca de 8%.



Figura 6.11 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente em tempo seco.



Figura 6.12 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens, em tempo seco.

A tabela 6.1 apresenta os níveis d'água máximos e mínimos, calculados no ModCel, para as 3 lagoas do sistema e na foz da lagoa de Marapendi. Pode-se notar que após as dragagens, as oscilações de nível são significativamente maiores. Isso ocorre devido a maior facilidade da entrada da onda de maré no sistema.

Tabela 6.1 – Níveis máximos e mínimos calculados nas lagoas, com e sem dragagens

Lagoa	Atual		Dragado	
	Mínimo (m)	Máximo (m)	Mínimo (m)	Máximo (m)
Jacarepaguá	0,145	0,217	0,119	0,241
Tijuca	0,063	0,220	0,031	0,252
Marapendi	-0,109	0,167	-0,178	0,244
Foz Marapendi	0,041	0,218	-0,032	0,289
Praia Barra	-0,800	0,400	-0,800	0,400

O gráfico 6.5 apresenta o perfil de linha d'água da foz do Guerenguê até a praia da Barra com e sem as intervenções nas lagoas. Percebe-se que, de modo geral, com as dragagens dos canais houve uma nítida redução dos níveis médios no percurso do

Guerenguê até seu exutório final. Suas declividades também demonstram que o canal da Barra é o que oferece maior perda de carga para o sistema atualmente.

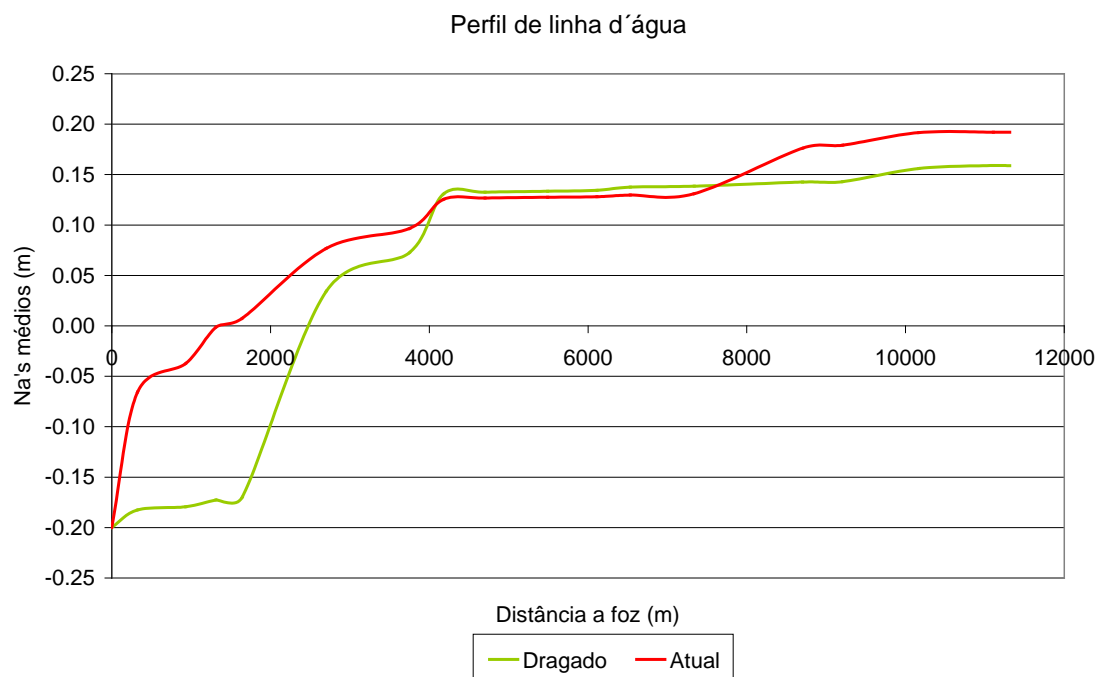


Gráfico 6.5 – Perfil de linha d'água do Guerenguê até a praia da Barra.

Verifica-se, então, através dessas análises, que a dragagem dos canais de ligação entre as lagoas do sistema lagunar de Jacarepaguá é benéfica para o sistema, uma vez que aumenta a circulação e a troca de água entre elas por um lado, e entre elas e o mar, pelo outro, aumentando assim sua renovação.

6.1.2 Chuva Intensa

O sistema lagunar tem um comportamento hidrodinâmico diferente em caso de chuvas intensas. O comportamento do sistema será analisado quando sob ação de uma chuva com tempo de retorno de 20 anos e maré sizígia, iniciada em seu nível médio, sentido ascendente. As figuras 6.13 e 6.14 apresentam a circulação na lagoa de Jacarepaguá. Percebe-se, ao comparar as imagens, que, com exceção do estreitamento devido à ponte da avenida Ayrton Senna e a outro, de origem topográfica, logo a montante, não há mudanças significativas de velocidades após as dragagens dos canais. O aumento de 20% na velocidade sob a ponte, comparado ao de 80% logo a montante, se deve ao aumento da seção transversal. Esse aumento, por sua vez, decorre das dragagens que começam após a ponte.

O gráfico 6.6 apresenta as vazões ao longo do tempo no canal de Camorim. Deve-se atentar ao trecho de fluxo invertido em torno do 200º minuto causado pela entrada da onda de maré. Como pode-se verificar, esse fluxo é mais acentuado após as dragagens.



Figura 6.13 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá atualmente, com uma chuva de TR 20 anos.



Figura 6.14 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Jacarepaguá após dragagens com uma chuva de TR 20 anos.

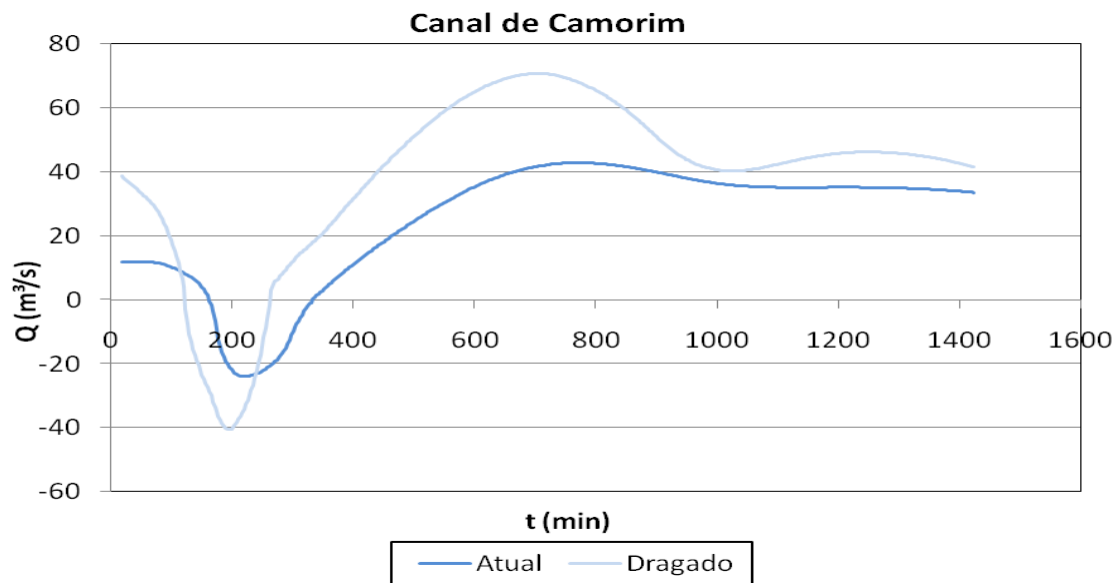


Gráfico 6.6 – Hidrograma no canal de Camorim em condições naturais e dragado.

Nas imagens 6.15 e 6.16, pode-se visualizar a circulação na lagoa da Tijuca. As maiores velocidades são encontradas no canal de Camorim, onde há grande estreitamento de fluxo. Naturalmente, após a dragagem, as velocidades nesse canal diminuíram apesar do maior aporte de água, como pode ser visto no gráfico 6.5. No restante da lagoa, as velocidades aumentaram em torno de 20% com as dragagens.

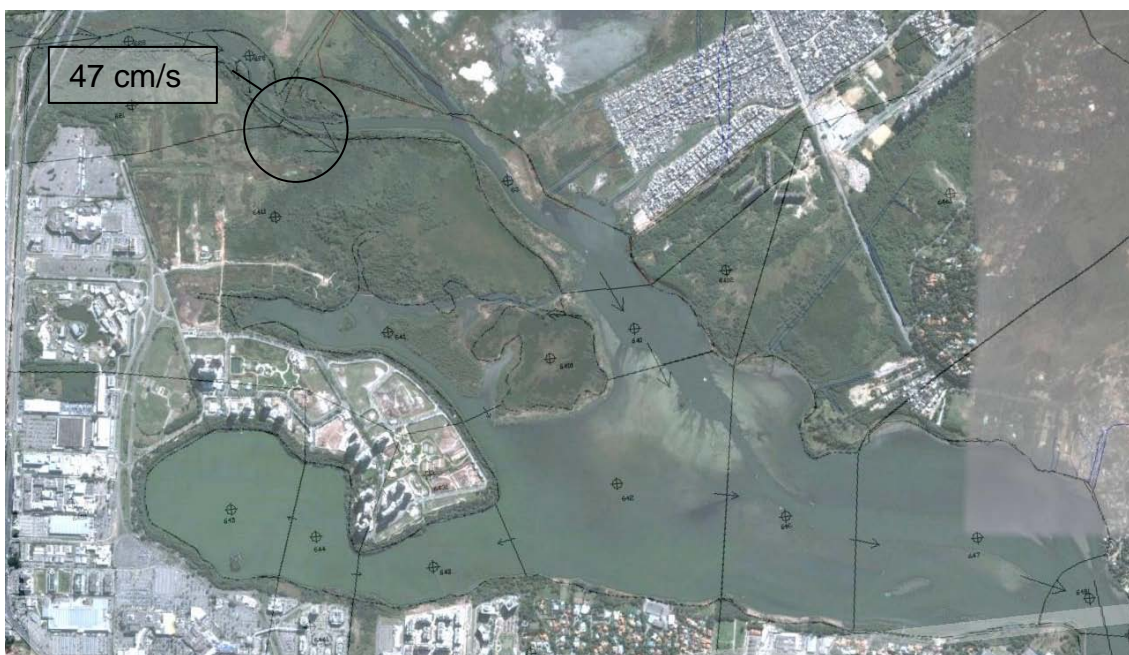


Figura 6.15 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca atualmente com uma chuva de TR 20 anos.



Figura 6.16 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa da Tijuca após dragagens com uma chuva de TR 20 anos.

Através do gráfico 6.7, pode-se ver que no exutório da lagoa da Tijuca, o momento de vazão invertida devido à entrada da onda de maré ocorre anteriormente ao canal de Camorim. Essa constatação faz sentido caso se leve em consideração o tempo de traslado da onda de maré sobre a lagoa da Tijuca. A vazão máxima de entrada de maré é semelhante em ambas as situações, mas, após as dragagens, a lagoa escoar a água da chuva mais rapidamente.

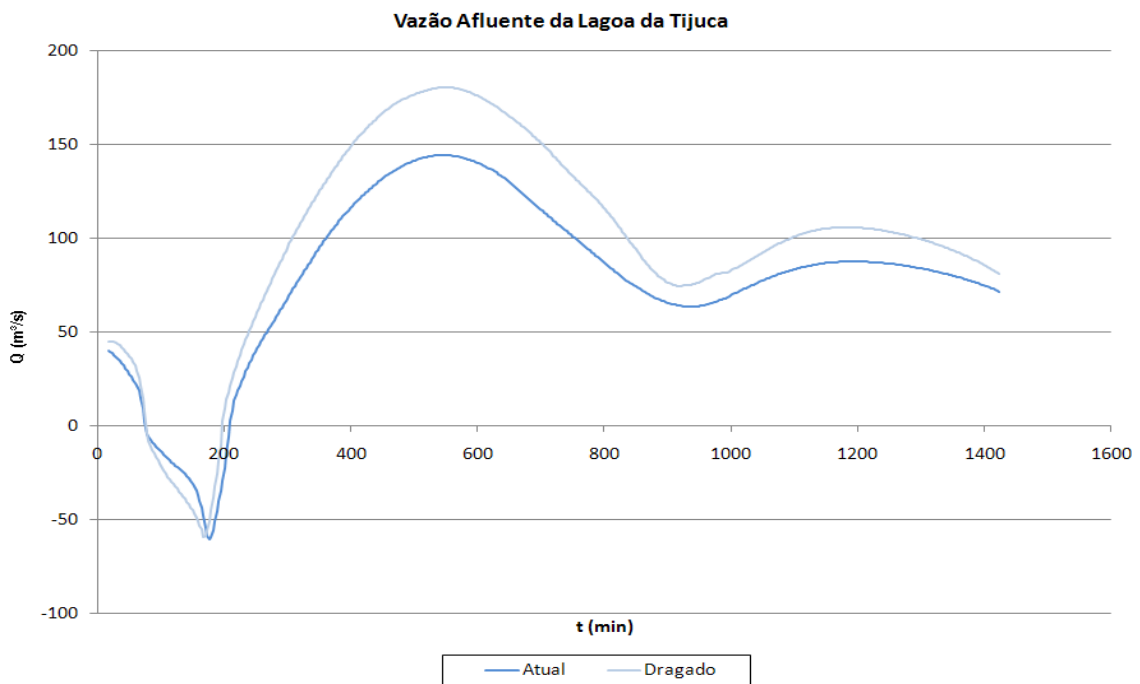


Gráfico 6.7 - Vazões ao longo do tempo afluente da lagoa da Tijuca.

Nas figuras 6.17 e 6.18, pode-se avaliar as mudanças na circulação do canal da Barra e Marapendi por causa das suas dragagens. É perceptível o aumento de mais de 50% na máxima velocidade atingida na saída da lagoa da Tijuca, indicada nas imagens. As velocidades no canal de Marapendi caíram cerca de 20% com as dragagens, e, no canal da Barra, permaneceram aproximadamente constantes na média, apesar de algumas diferenças significativas localizadas.

Os gráficos 6.8 e 6.9 mostram os hidrogramas dos canais de Marapendi e do canal da Barra. No gráfico 6.8 percebe-se que, atualmente, a vazão da chuva escoar mais para a lagoa de Marapendi do que após as dragagens, mesmo tendo picos de vazão menores devido à menor condutividade hidráulica. Isso acontece em virtude do represamento causado pela maior dificuldade em escoar a chuva pelo canal da Barra, que se encontra assoreado. Após a dragagem do canal da Barra, a cheia tem maior facilidade de se deslocar para o mar e acessa o canal de Marapendi em menor quantidade.



Figura 6.17 - Velocidades máximas de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco atualmente.



Figura 6.18 - Velocidades máximas de escoamento no canal da Barra e início do canal de Marapendi em tempo seco após dragagens.

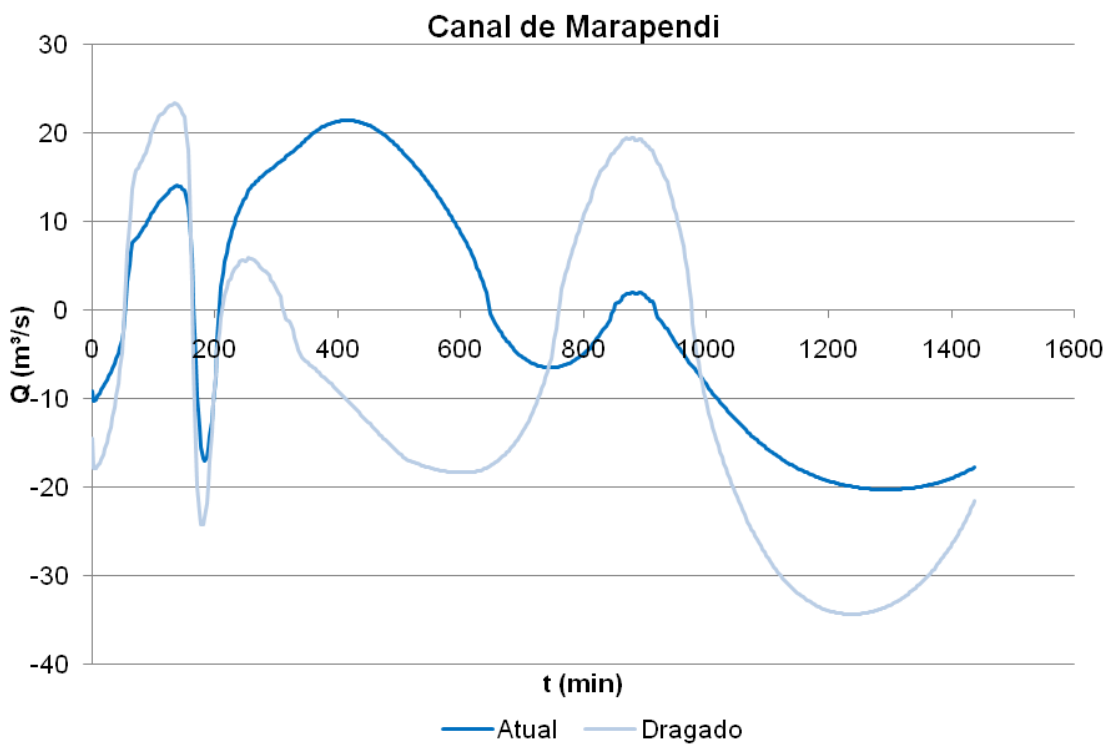


Gráfico 6.8 – Hidrograma no canal de Marapendi em condições naturais e dragado.

No gráfico 6.9, percebe-se com clareza a oscilação da vazão do sistema influenciada pela maré. No tempo próximo ao 200º minuto, percebe-se o pico de vazão

causado pela onda de cheia oriunda da chuva de 20 anos de tempo de retorno. Mesmo após o pico da cheia, nota-se que a vazão do sistema lagunar com os canais dragados continua maior que sem as dragagens. Isso acontece devido ao represamento que as lagoas ofereciam ao escoamento da cheia, a qual, após as dragagens, escoava rapidamente.

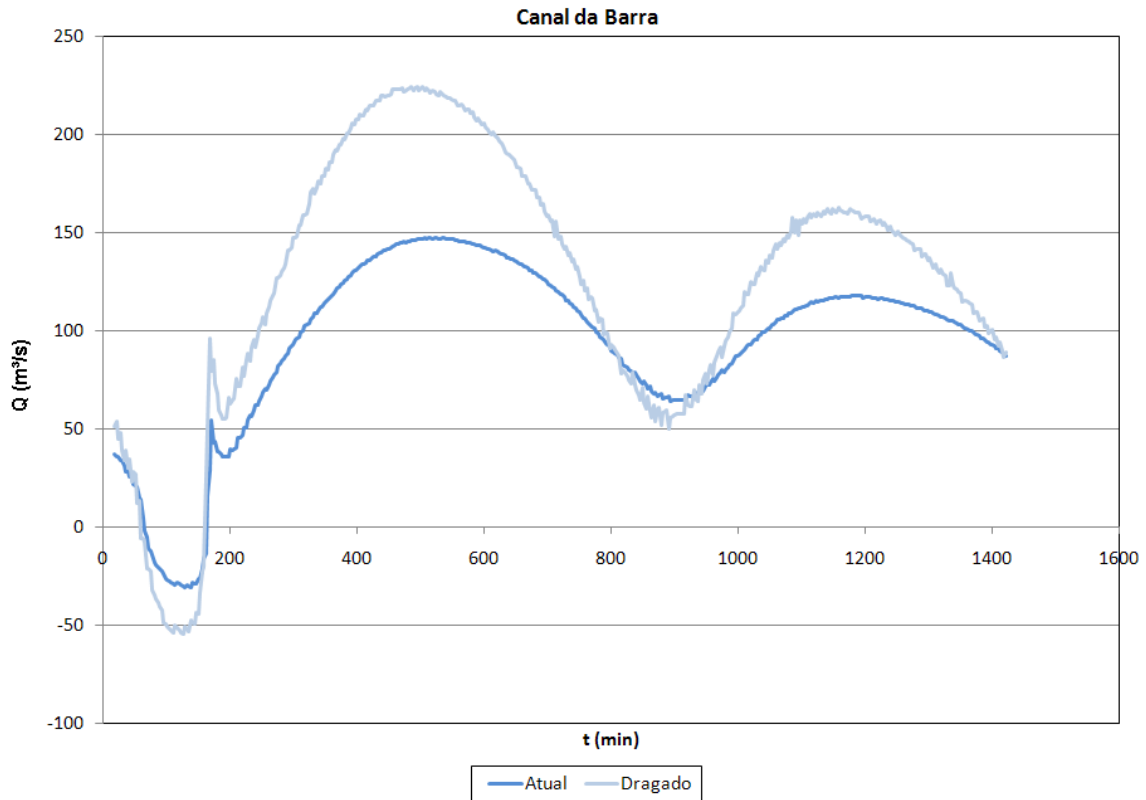


Gráfico 6.9 – Hidrograma no canal da Barra em condições naturais e dragado.

Nas figuras 6.19 a 6.22, veem-se as máximas velocidades atingidas na lagoa de Marapendi com e sem as dragagens dos canais do sistema lagunar. As diferenças entre os dois cenários foi pequena com relação às máximas velocidades. Estão em torno de 5% o que é coerente com o hidrograma do canal de Marapendi, que apresenta picos de vazão não muito distantes.



Figura 6.19 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.



Figura 6.20 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.



Figura 6.21 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi atualmente com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.



Figura 6.22 - Velocidades máximas de escoamento entre as células na lagoa de Marapendi após dragagens com uma chuva de 20 anos de tempo de retorno.

Fica então demonstrado, através dessa análise, que a dragagem dos canais que ligam as lagoas entre si e ao mar influencia a hidrodinâmica do sistema de forma a facilitar o escoamento de chuvas intensas. Assim sendo, tais intervenções teriam efeitos benéficos na drenagem de chuvas intensas, como será verificado no próximo item.

6.2 Análise dos Níveis d'Água do Guerenguê

Neste item, serão avaliadas as diferenças entre os níveis d'água no rio Guerenguê nos cenários atual, com reservatórios e com canalização, seja com ou sem dragagens dos canais do sistema lagunar. Analisar-se-ão perfis de níveis máximos do Guerenguê e hidrogramas de sua foz e do Arroio Fundo. Nos perfis, as elevações das margens esquerda e direita foram acrescentadas para facilitar a visualização dos pontos de extravasamento da calha. O gráfico 6.10 apresenta os perfis de linha-d'água quando a chuva se inicia no nível médio da maré, sentido ascendente.

Verifica-se que o cenário com reservatórios gerou perfis de linha-d'água bastante inferiores aos atuais. Até cerca de 2500 metros a montante da foz, seus níveis são bastante próximos aos atingidos através da canalização de todo o trecho. As reduções de nível devidas às dragagens dos canais e da parte baixa do Guerenguê vão de cerca de 10 até 20 cm; este rebaixo se mantém até cerca de 4500 metros a montante da foz. Porém, no cenário com canalização, em que não houve dragagem da parte baixa do rio, nota-se que o rebaixo inicial rapidamente é amortecido, sendo suas diferenças desprezíveis a menos de 1000 metros da foz.

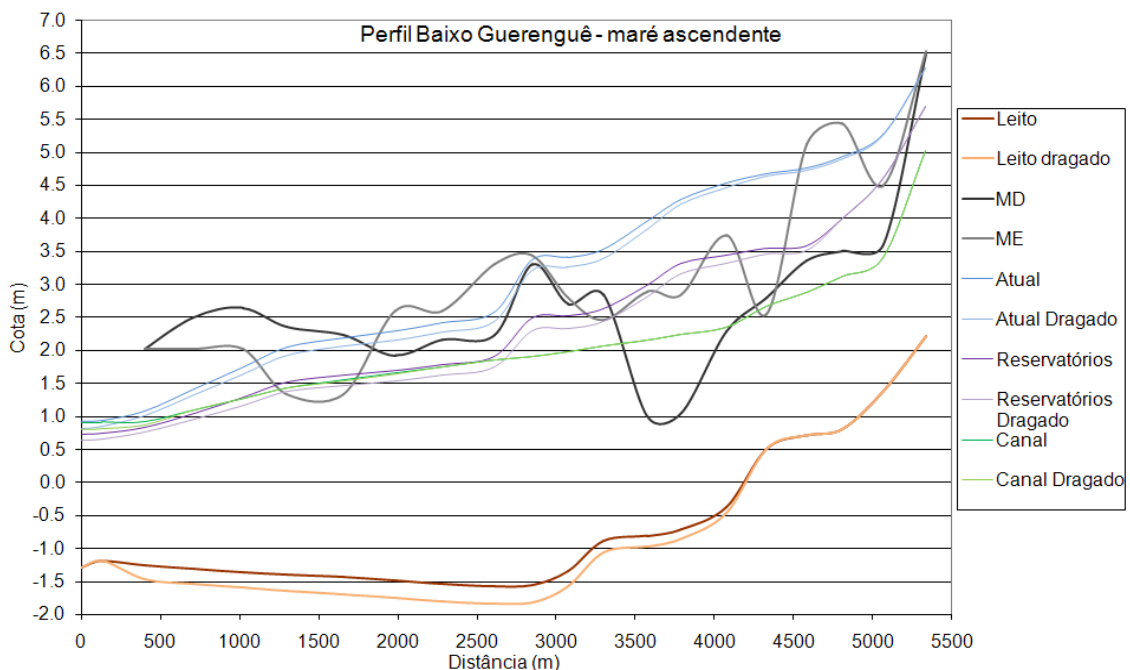


Gráfico 6.10 - Perfis de linha d'água do baixo Guerenguê para maré ascendente.

O gráfico 6.11 apresenta os perfis de linha-d'água considerando que a chuva iniciou-se durante a maré baixa. É notável a diferença atingida nos níveis d'água nas

novas condições iniciais, principalmente no cenário com reservatórios. Essas diferenças se mantêm até cerca de 4500 metros a montante da foz.

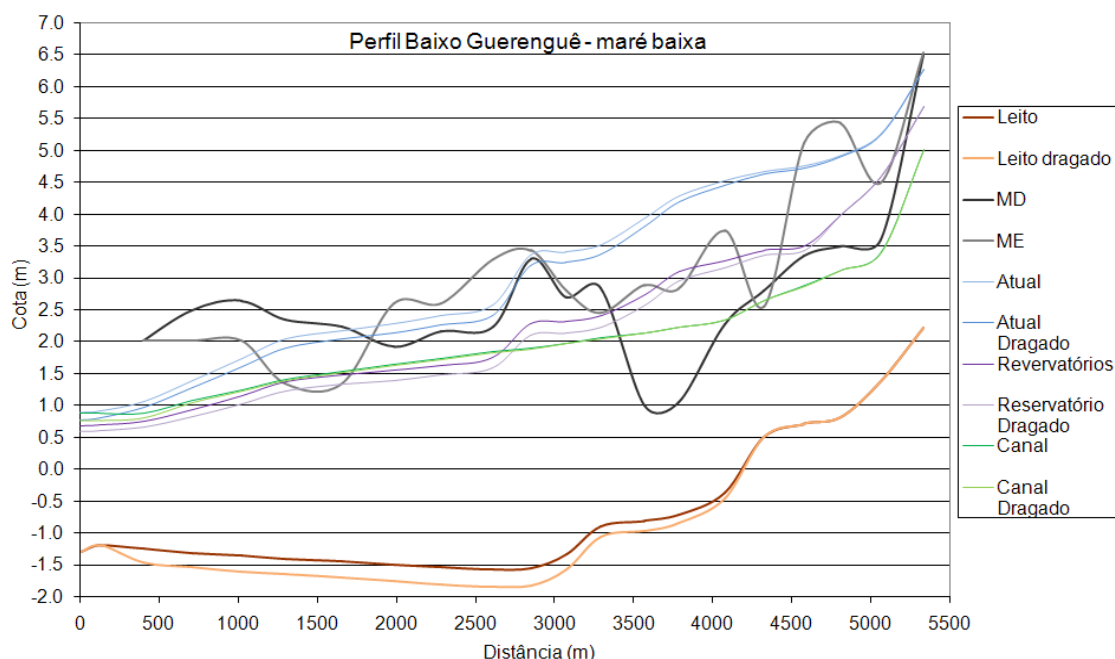


Gráfico 6.11 - Perfis de linha-d'água do baixo Guerenguê para maré baixa.

A tabela 6.2 apresenta os níveis máximos atingidos nas lagoas do sistema lagunar com e sem as dragagens dos canais, considerando a chuva sendo iniciada na maré ascendente e na maré baixa. Com a chuva de 20 anos de recorrência, os níveis são sempre mais baixos com as dragagens que atualmente. Isto se deve graças as dragagens, que tendem a transportar mais rapidamente a vazão oriunda das bacias de montante, ou seja, há menor represamento da onda de cheia.

Tabela 6.2 – Níveis máximos atingidos nas lagoas, com e sem dragagens dos canais

Lagoa	Maré ascendente		Maré baixa	
	Atual	Dragado	Atual	Dragado
Jacarepaguá	0,93	0,82	0,9	0,77
Tijuca	0,78	0,72	0,78	0,71
Marapendi	0,60	0,48	0,59	0,50
Foz Marapendi	0,63	0,47	0,67	0,54
Praia Barra	0,4			

O gráfico 6.12 mostra como as dragagens dos assoreados canais podem represar o escoamento da cheia para o mar. Ele apresenta o perfil de linha d'água com os níveis máximos atingidos desde a foz do Guerenguê até o mar, com e sem as dragagens propostas.

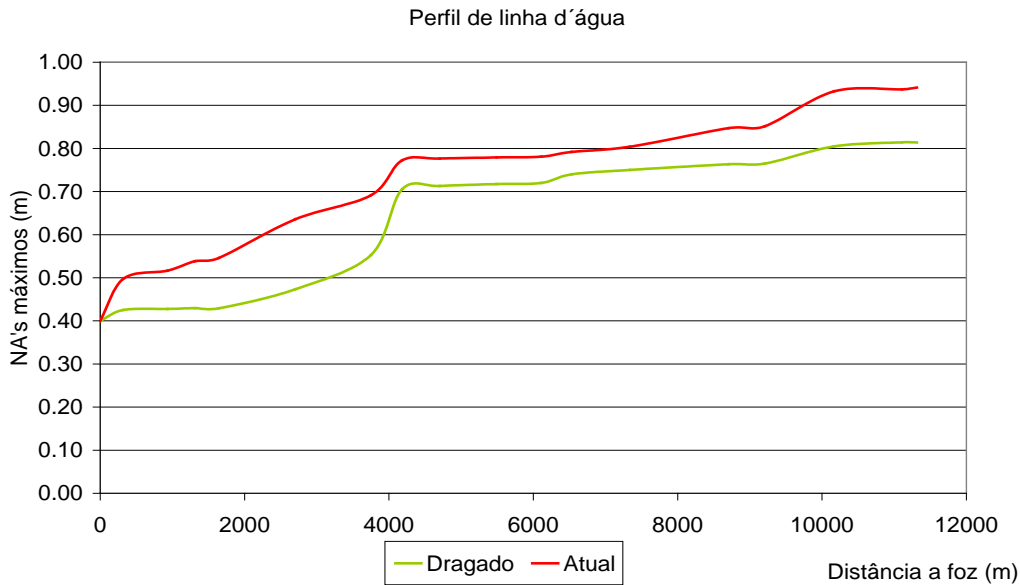


Gráfico 6.12 – Perfil de linha d'água da foz do Guerenguê até o mar.

No gráfico 6.13, pode-se ver o hidrograma da foz do Guerenguê tendo o início da chuva no nível médio da maré, sentido ascendente. Nele, a variação do nível na foz ao longo do tempo é visível para os 6 cenários simulados. No gráfico 6.14, vê-se o hidrograma considerando a chuva iniciando quando maré baixa. Ao compará-los, percebe-se que, quando iniciada a chuva na maré baixa, a foz do Guerenguê se mantém cerca de 5 centímetros mais baixa do que quando a chuva se inicia na maré ascendente, mostrando uma influência significativa das condições iniciais no fenômeno.

Como era de se esperar, o cenário canalização tem os níveis mais altos, uma vez que ao transportar a água do Guerenguê mais rapidamente, elevam-se os níveis a jusante. Os níveis mais baixos, por outro lado, foram os atingidos no cenário com reservatórios, que armazenam parte da água precipitada e a liberam lentamente para a rede de drenagem e para o sistema lagunar.

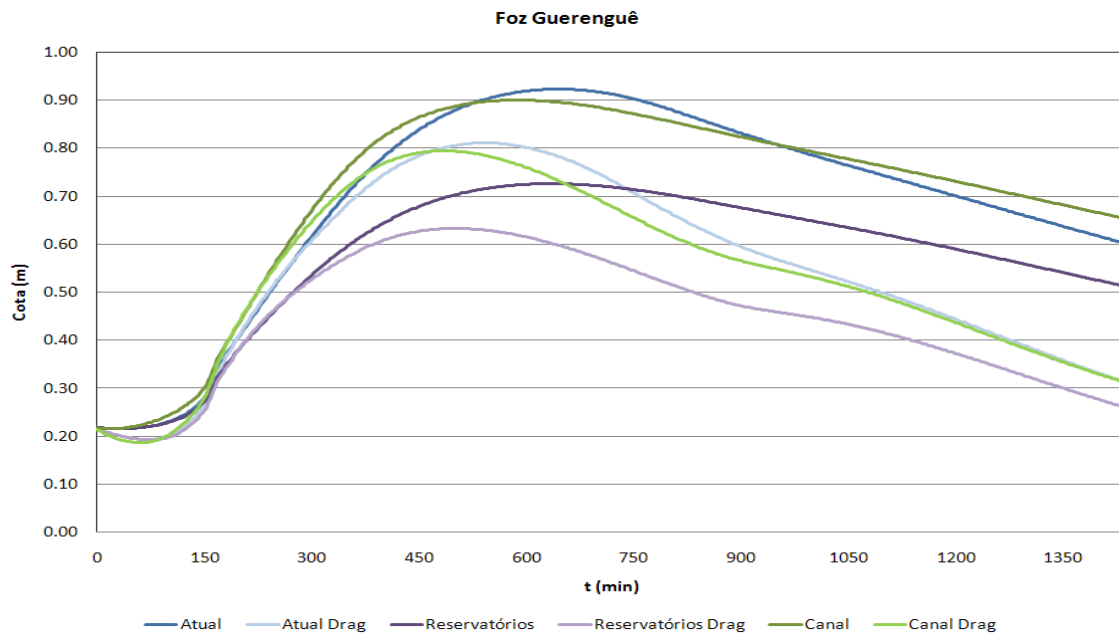


Gráfico 6.13 – Hidrogramas da foz do Guerenguê com maré ascendente.

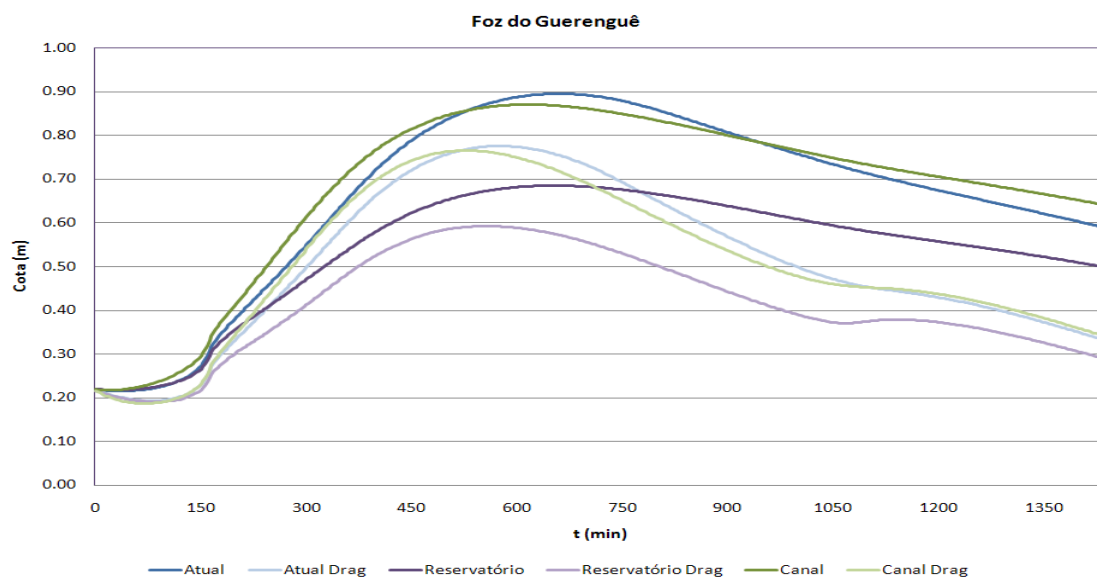


Gráfico 6.14 - Hidrogramas da foz do Guerenguê com maré baixa.

No gráfico 6.15, vê-se o hidrograma da foz do Arroio Fundo nos diferentes cenários simulados com maré ascendente. Nele, pode-se ver também que as diferenças de NA's, devido às dragagens, são menos acentuados na foz do Arroio Fundo do que na foz do Guerenguê, uma vez que essa não sofre influência significativa da dragagem do canal de Camorim. De um modo geral, a dragagem dos canais do sistema lagunar de Jacarepaguá reduz o nível d'água em 5 centímetros na foz do Arroio Fundo, para uma chuva com tempo de retorno de 20 anos. Essas reduções devem se propagar a montante da bacia de forma semelhante ao

Guerengê, uma vez que a parte baixa de suas bacias têm declividades aproximadamente equivalentes.

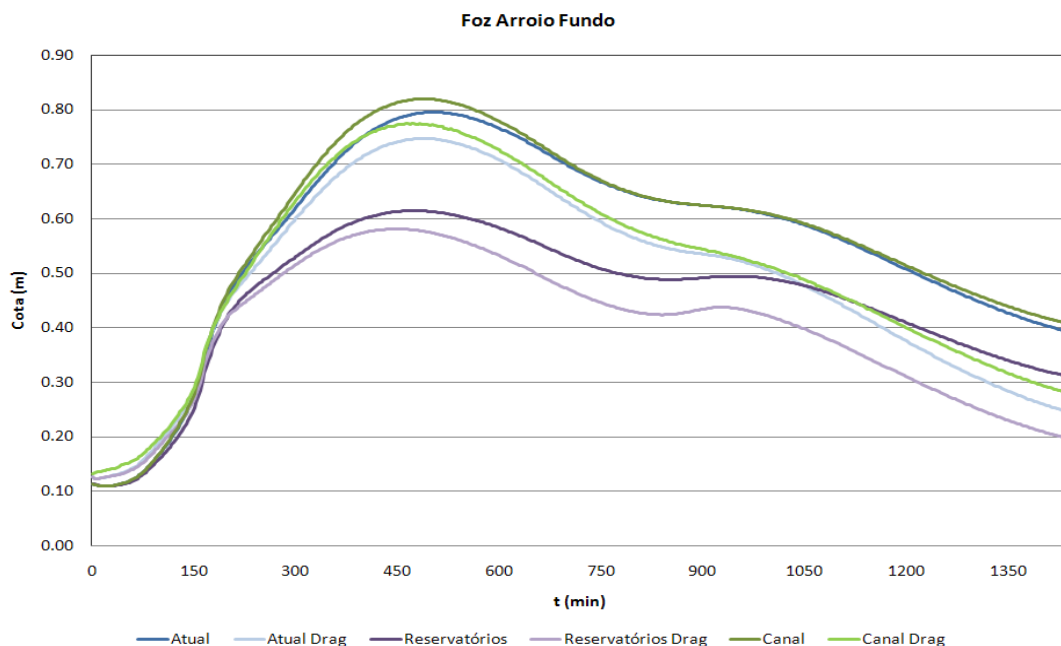


Gráfico 6.15 - Hidrogramas da foz do Arroio Fundo com maré ascendente.

Nas partes altas da bacia, a influência da maré e as diferenças de NA's decorrentes da dragagem dos canais deixam de ser perceptíveis. Por isso, o perfil de linha-d'água das nascentes do Guerengê, rio Areal e Engenho Novo será avaliado somente no cenário atual, com reservatórios e com canalização, já que as mudanças devidas às dragagens são desprezíveis. No gráfico 6.16 e 6.17, pode-se ver, respectivamente, o perfil do rio Areal e o do Engenho Novo.

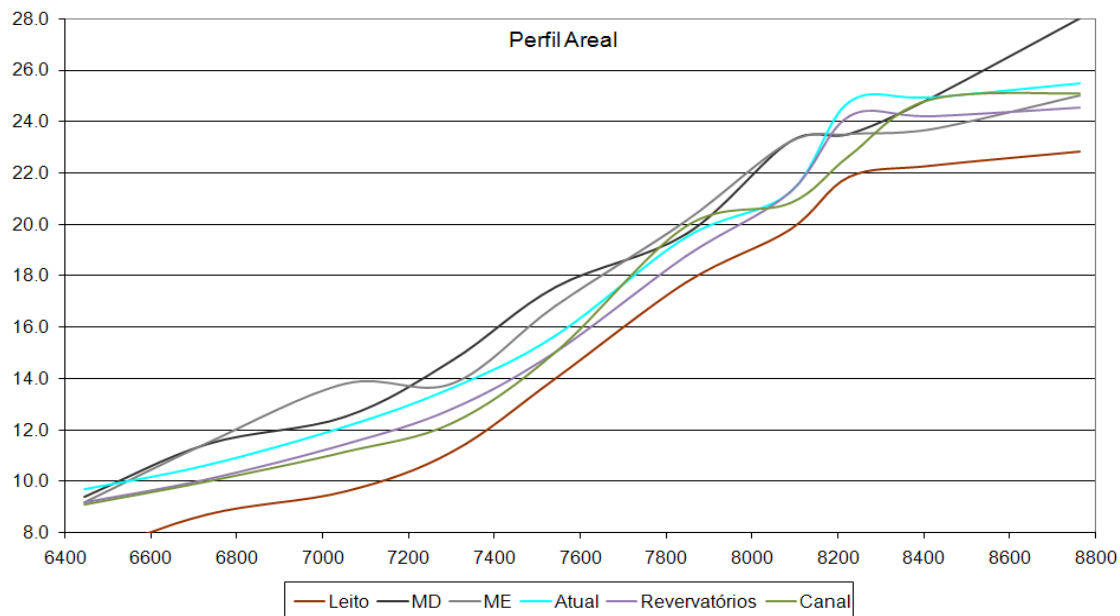


Gráfico 6.16 - Perfil de linha-d'água do rio Areal.

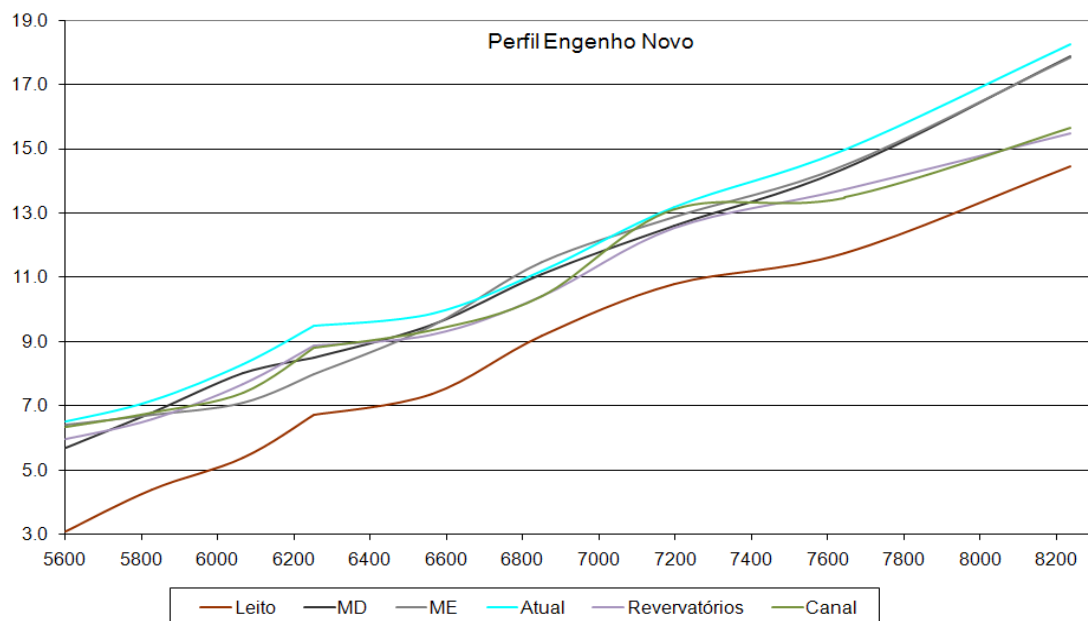


Gráfico 6.17 - Perfil de linha-d'água do rio Engenho Novo.

Percebe-se que o extravasamento da calha no rio Engenho Novo é mais acentuado que no rio Areal, onde este fenômeno ocorre somente em alguns trechos. O tratamento de enchentes pelo método de armazenamento gera um perfil de linha-d'água mais baixo que o da canalização em praticamente todo o rio Engenho Novo. Já no rio Areal, o método de armazenamento se mostra mais eficaz a 7800 metros da foz, impedindo o extravasamento, ao contrário da canalização. Já a 8200 metros da foz, a canalização do Areal foi mais eficaz que os reservatórios.

6.3 Análise das Lâminas de Alagamento na Bacia do Guerengüê

Neste item, serão analisadas as eficiências das diferentes intervenções de controle de cheia simuladas na bacia do rio Guerengüê. Na tabela 6.3, têm-se os valores das lâminas máximas de alagamento nas regiões ou proximidades de onde foram implantados reservatórios de retenção de cheia. Através dela, é possível avaliar as eficiências dos diferentes métodos. Como era de se esperar, o método do armazenamento se mostrou mais eficiente que a canalização, não apenas na região aplicada, como também em seus arredores. A célula 1911, por exemplo, apresentou redução de 46% sem receber medidas diretamente sobre ela. Já a célula 1302 apresentou alta eficiência em ambos os métodos de controle. Isso se explica pelo fato de essa ser uma região marginal, na parte baixa da bacia, onde a canalização obteve bastante êxito.

Tabela 6.3 - Lâminas máximas de alagamento em metros e eficiência dos controles.

Células	Atual	Canal	Percentual de redução	Reservatórios	Percentual de redução	Observação
1302	1,27	0,33	74,1%	0,33	74,1%	Jusante do armazenamento em várzea (célula 1502)
1001	0,84	0,60	28,8%	0,41	51,6%	Reservatórios particulares de detenção
1804	0,60	0,60	0,0%	0,50	17,8%	
1906	0,63	0,63	0,0%	0,28	55,3%	
2601	0,56	0,56	0,0%	0,44	20,8%	
1922	0,60	0,60	0,0%	0,27	55,0%	Região das praças rebaixadas
1911	0,43	0,43	0,0%	0,23	46,%	

Com isso, termina-se a análise dos dados de saída do modelo. Seus resultados são satisfatórios tanto na circulação das lagoas quanto nos níveis de lâmina de alagamento. Houve coerência em todos os fenômenos hidráulicos e hidrodinâmicos simulados, o que, juntamente com a boa calibração atingida, reforça a aceitação dos resultados calculados pelo modelo como verossímeis.

7. Conclusões e Recomendações

Neste trabalho, foi feita, com o auxílio do ModCel (MIGUEZ, 2001), uma comparação de medidas de controle de enchentes tendo como estudo de caso a bacia do rio Guerenguê, inserido na bacia de Jacarepaguá. Basicamente, foi comparado o comportamento atual da bacia, um cenário contendo vários reservatórios de amortecimento de chuva e a canalização de todo o rio, quando sob uma chuva de 20 anos de tempo de recorrência. Como a região a jusante do Guerenguê é a lagoa de Jacarepaguá, seguida posteriormente por todo um sistema lagunar, foi feito um estudo do comportamento hidrodinâmico deste. Foi proposta, como medida complementar às medidas de controle de enchente, uma dragagem dos canais de ligação do sistema lagunar com o intuito de escoar a onda de cheia com mais rapidez para o mar. Conforme foi visto neste estudo, os benefícios dessas medidas são significativos, principalmente na parte baixa da bacia. Verificou-se ainda que tais dragagens promovem uma maior circulação entre as lagoas e entre elas e o mar, aumentando, assim, a renovação de suas águas.

Sempre que possível, a questão da drenagem urbana demanda uma avaliação qualitativa da água, em complementação à questão quantitativa. O fato de o Brasil possuir inúmeras ligações clandestinas de esgoto na rede de drenagem, prejudicando consideravelmente o corpo d'água receptor, reforça essa necessidade. As bacias que possuem lagoas como exutório antecedente ao mar, devido a sua estrutura natural, têm um tempo de retenção da água prolongado, agravando assim os efeitos negativos das cargas orgânicas vindas com o escoamento. Os efeitos da dragagem dos canais conectores costumam ser positivos na qualidade da água das lagoas, mas nem sempre o são para as praias próximas do seu exutório. Nesse contexto, verifica-se a necessidade de estudos futuros visando a aprofundar o conhecimento da qualidade da água afluente em sistemas lagunares urbanos e, em particular, nas lagoas de Jacarepaguá, objeto deste estudo.

Verificou-se, ainda, que de um modo geral, o uso de reservatórios de amortecimento de chuva do tipo off-line é mais eficiente do que a canalização nas proximidades de onde foram implantados, com exceção dos reservatórios de encosta, que atuam diretamente no escoamento do rio. A canalização obteve bons resultados de um modo geral, principalmente por ter sido, em sua concepção, simulada a canalização de todo o trecho do rio até sua foz. Normalmente isso não é possível pela alta urbanização em que tais regiões normalmente se encontram. Em casos onde a

região de jusante não tem sua capacidade de escoamento aumentada pela canalização, ocorre o efeito conhecido de transferência do problema de alagamento de uma região para outra.

Tem-se, então, dessa maneira, o problema da desapropriação das construções para a canalização da macrodrenagem. Nesse contexto, o uso de reservatórios de amortecimento de chuva atua no controle de enchentes diretamente nos pontos críticos, além de reduzir os níveis do rio sem precisar de grandes desapropriações. É preciso planejamento e projeto integrado das melhores medidas de controle a implantar numa região com problemas frequentes de enchentes, levando em conta as características próprias da bacia.

A análise dos resultados simulados neste trabalho permite concluir que a dragagem dos canais conectores do sistema lagunar é capaz de reduzir significativamente os níveis na foz dos rios afluentes, propagando esse rebaixo para montante. Verificou-se ainda que tais interferências aumentam bastante a capacidade de renovação das águas dessas lagoas, melhorando desta forma a qualidade da água local. As simulações mostraram também que a dragagem dos canais com o objetivo único de redução de enchentes não é suficiente, precisando assim de medidas de controle complementares.

Recomenda-se, como aprofundamento do estudo em questão, a simulação da circulação de lagoas ou sistemas lagunares com modelos hidrodinâmicos bi-dimensionais, preferencialmente aqueles capazes de calcular transporte de sedimentos. Dessa maneira, pode-se verificar a frequência necessária para as dragagens nos canais de conexão das lagoas. Por sofrerem influência da maré, que traz carga razoável de areia para o sistema, e por receber altas cargas orgânicas de montante, as lagoas tendem ao assoreamento gradual. Porém, com uma dragagem feita com frequência regular, pode-se manter um padrão de escoamento que permita uma boa qualidade de água na lagoa e nas praias próximas a sua conexão com o mar.

8. Referências Bibliográficas

AMEC, Earth and Environmental Center for Watershed Protection. **Georgia Stormwater Management Manual**, Volume 2: Technical Handbook. Atlanta, 2001.

ANTIQUERA, J. A. F. de, CALLIARI, L.J. *Características Sedimentares da Desembocadura da Laguna dos Patos*. Laboratório de Oceanografia Geológica – Fundação Universidade Federal do Rio Grande, Porto Alegre, 2005.

ARAÚJO, P.R. de; TUCCI, C.E.M.; GOLDENFUM, J.A. **Avaliação dos Pavimentos Permeáveis na Redução de Escoamento Superficial**. Instituto de Pesquisas Hidráulicas da UFRGS, Porto Alegre, 2000.

ARIZONA, *Harvesting Rainwater for Landscape Use*. Disponível em: <<http://ag.arizona.edu/pubs/water/az1052/harvest.html>> Acesso em: 2009

BALADES, J.D.; BERGA, P.; BOURGOGNE, P. **Impact d'une tranchée drainante par temps de pluie**. NOVATECH-98, 1998.

BUTLER, D.; DAVIES, J.D. **Urban Drainage**. E & FN Spon, Londres, 2000.

CASQA, California Stormwater Quality Association. *New Development and Redevelopment Handbook*. California, 2003.

CERQUEIRA, L.F.F. *Os Impactos dos Assentamentos Informais de Baixa Renda nos Recursos Hídricos e na Saúde Coletiva, O Caso da Bacia de Jacarepaguá, Rio de Janeiro*. Dissertação de M.Sc., PEAMB/UERJ, Rio de Janeiro, 2006.

CHOW, V. T. **Handbook of applied Hydrology**. New York. MacGraw-Hill. 1964.

CUNGE, J.A. "Two-Dimensional Modelling of Flood Plains". In: *Unsteady Flow in Open Channels*, cap. 17. Colorado, Water Resources Publications, 1975.

CUNGE, J.A.; HOLLY Jr.,F.M.; VERWEY, A. *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Londres, Pitman Advanced Publishing Program, 1980.

D'ALTÉRIO, C.F.V. *Metodologia de Cenários Combinados para Controle de Cheias Urbanas com Aplicação à Bacia do Rio Joana*. Dissertação de M.Sc, COPPE/UFRJ , Rio de Janeiro: RJ. 2004.

ESTEVES, R. L.; MENDIONDO, E. M. "Análise Comparativa entre Equações e Observações do Tempo de Concentração em uma Bacia Urbana de São Carlos", SP In: **Anais do XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Curitiba, Novembro, 2003.

FORESTER COMMUNICATIONS, *Green Solutions: Planting Trees for Healthy Watersheds*. Disponível em: <www.forester.net/redir_ec.html>, Acesso em: 2004.

GUERRA, Antonio Teixeira. **Dicionário geológico-geomorfológico**. 8. ed. Rio de Janeiro: Fundação IBGE, 1975.

HUTCHISON, I.P.G.; MIDGLEY, D.C. "Mathematical Model to Aid Management of Outflow from the Okavango Swamp", *Botswana. Journal of Hydrology*, vol.19. 1973.

JOHNSON, W. "Physical and Economic Feasibility of nostructural flood plain management measures". **Hydrologic Engineer Center**, Davis, 1978.

JUNIOR, H.B.L. *Apostila do curso de Sistema Drenagem Urbana*, DEC: UFS. Outubro 2008.

MAGALHÃES, P. C. "Hidrologia Superficial", In: *Engenharia Hidrológica*. Rio de Janeiro. Editora da UFRJ. 404p. 1989.

MAGALHÃES, L.P.C. *Modelo Hidráulico-Hidrológico Distribuído, Estudo de Caso: Bacia do Rio Joana*. Trabalho de Final de Curso, DRHIMA, Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.

MAGALHÃES, L. P. C., MAGALHÃES, P. C., MASCARENHAS, F. C. B., MIGUEZ, M. G., COLONESE, B. L., BASTOS, E. T. "Sistema Hidro-Flu para Apoio a Projetos de Drenagem". **XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. ABRH**, João Pessoa, 2005.

MAIDMENT, D.R. **Handbook of Hydrology**. McGraw-Hill, New York, 1993.

MAJOR, T.F.; LARA, A.; CUNGE, J.A., *Mathematical Modelling of Yacyreta-Apipe Scheme of the Rio Paraná*. La Houille Blanche, 1985.

MARQUES, J.S. *Estruturação do Sistema Ambiental da Baixada de Jacarepaguá*, Rio Claro, 1984.

MASCARENHAS, F.C.B., MIGUEZ, M.G. "Modelação de Grandes Planícies de Inundação por um Esquema de Células: Aplicação ao Pantanal de Mato-Grosso". **Revista Brasileira de Engenharia (RBE), Caderno de Recursos Hídricos**, v.12, n.2, dezembro, 1994.

MIZUTORI, I.S., *Caracterização da Qualidade das Águas Fluviais e Meios Peri-Urbanos: O Caso da Bacia Hidrográfica do Rio Morto – RJ*. Dissertação de M.Sc., PEAMB/UERJ, Rio de Janeiro, 2009.

MIGUEZ, M.G. *Modelo Matemático de Células de Escoamento para Bacias Urbanas*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2001.

MIGUEZ, M.G. *Estudo para Recuperação Ambiental e Controle Integrado de Enchentes e da Poluição Hídrica na Bacia do Rio Guerengê/Arroio Pavuna*,

Jacarepaguá/RJ, Projeto POLI-8498, Fundação Coppetec/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ. Novembro. 2007.

MORAES, A.C.R. **Contribuição para a Gestão da Zona Costeira do Brasil: Elementos para uma Geografia do Litoral Brasileiro**. São Paulo, Edusp/Hucitec, 229p. 1999.

MORAIS, A. *Análise de Alternativas Hidrodinâmicas para o Sistema Lagunar da Baixada de Jacarepaguá*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

MOTÉ, F. O de, MARCAL, M. dos S., “Avaliação de Impactos Ambientais no Complexo Lagunar da Baixada de Jacarepaguá, localizado no município do Rio de Janeiro”, **XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – ABRH**, João Pessoa, 2005.

NÓBREGA, T.M.Q. *A Problemática da Drenagem em Áreas Urbanas Planas: O Caso da Planície Costeira da Cidade de João Pessoa*. Dissertação de M.Sc. UFPA. João Pessoa, PB. Julho, 2002.

O'LOUGHLIN, G.; BEECHAM, S.; LEES, S.; ROSE, L.; NICHOLAS, D. *On-site Stormwater Detention Systems in Sydney*, Lyon, Novatech. 1995.

PEJRUP, M. **The Triangular Diagram Used for Classification of Estuarine Sediments: a New Approach**, D.Reidel Publishing Company, 1988.

PIMENTA, L. C., MARQUES, Dr. J.S., “Conseqüências de uma ocupação intensa para o ambiente lagunar de Jacarepaguá: o caso das lagoas de Jacarepaguá, Camorim e Tijuca”, **X Simpósio Brasileiro de Geografia Física Aplicada**, Rio de Janeiro, 2003.

PFAFSTETTER, O. **Chuvas Intensas no Brasil**. Ministério do Interior: Departamento Nacional de Obras de Saneamento. 1982.

PREFEITURA da Cidade do Rio de Janeiro. *Bairros Cariocas*. Disponível em: <<http://portalgeo.rio.rj.gov.br/..bairros Cariocas/>>. Acesso em: 2007.

PREFEITURA da Cidade do Rio de Janeiro. *Plano Estratégico da cidade do Rio de Janeiro*. Disponível em: <www.rio.rj.gov.br/planoestrategico>. Acesso em: 2007.

ROSA, E.U. *Desenvolvimento de Procedimentos Computacionais para Integração de Sistemas de Informação Geográfica com Modelo Hidrológico Chuva-Vazão em Bacias Urbanas*. Dissertação de M.Sc., UERJ, Rio de Janeiro, 2002.

ROSMAN, P.C.C. *Estudo da Circulação Hidrodinâmica e Dragagem no Sistema Lagunar da Baixada de Jacarepaguá*, Projeto PENO: 605, fundação Coppetec/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 2005.

RUFINO, I.A.A. *Gestão de Recursos Hídricos em Ambientes Urbanos Costeiros: Modelagem e Representação do conhecimento em sistemas de Informação Geográfica*. Tese de D.Sc. Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande: PB. Dezembro, 2004.

SCHILLING, W. *Cisterns Against Storms*, In: FEATHERTON, R.E.; JAMES, A. *Urban Storm Drainage*, Pitman, Londres. 1982.

SCHUELER, T.R. *Controlling Urban Runoff: A Practical Manual for Planning and Designing Urban BMPs*. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, 1987.

SEMADS. *Enchentes no Estado do Rio de Janeiro*. Projeto Planágua SEMADS/GTZ, vol. 8, Rio de Janeiro: RJ. 2001.

SILVA, T.C. et al., “Diagnóstico e hierarquização de problemas de drenagem urbana da zona costeira sul do estado da Paraíba”, Artigo Técnico. **Engenharia Sanitária Ambiental**. vol.13 nº.2 Rio de Janeiro. Abril/Junho 2008.

SILVEIRA, A.L.L., “Hidrologia Urbana no Brasil”, In: BRAGA, B.; TUCCI, C.E.M.; TOZZI, M., *Drenagem Urbana, Gerenciamento, Simulação, Controle*, ABRH Publicações nº 3, Editora da Universidade, Porto Alegre. 1998.

SOUZA, C.G.; NEVES, E.; ALAMEIDA, M.C.S.; PEIXOTO, S. “Educação Ambiental”. In: Seminário: *Tormentas cariocas: prevenção e controle dos efeitos dos temporais no Rio de Janeiro*, COPPE/UFRJ, 1997.

TSUCHIYA, A. *On-site Evaluation of Stormwater Detention Methods in Urbanized Area*. First International Conference On Urban Drainage. Abril, 1978.

TUCCI, C.E.M.; LOPES, M.O.S. “Zoneamento das Áreas de Inundação”. *Revista Brasileira de Engenharia, Caderno de Recursos Hídricos*, Volume 3, 1985.

TUCCI, C.E.M. “Controle de Enchentes”. In: *Hidrologia, Ciência e Aplicação*. Editora da UFRGS, ABRH, 1993.

TUCCI, C.E.M.; GENZ, F. “Controle do Impacto da Urbanização”. In: *Drenagem Urbana*. Editora da UFRGS, ABRH, 1995.

TUCCI, C.E.M.; PORTO, R.L.L.; BARROS, M.T. de. *Drenagem Urbana*. Ed. da Universidade/UFRGS. ABRH, Porto Alegre: RS. 1995.

TUCCI, C.E.M. “Gerenciamento da Drenagem Urbana”. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, Volume 7, ABRH, 2002.

URBONAS, B.; STAHERE, P. *Stormwater Best Management Practices and Detention*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1993.

VALENTINI, E. *Parecer Técnico de Vistoria de Campo ao Sistema Lagunar de Maricá – RJ*. Relatório Técnico COPPETEC: ET. Para SERLA – Fundação Superintendência Estadual de Rios e Lagoas. 35p. Rio de Janeiro, 1994.

VANNI, G.S. *Controle de Enchentes e Gestão da Drenagem Urbana, Estudo de Caso: Bacia do rio Joana*. Trabalho Final de Curso, DRHIMA, Escola Politécnica, UFRJ, Rio de Janeiro-RJ, 2004.

WANIELISTA, M.; KERSTEN, R.; EAGLIN R. *Hydrology: Water Quantity and Quality Control*. New York. John Wiley & Sons. 567p. 1997.

WATER RESOURCES COUNCIL. *Regulation of flood hazard areas to reduce flood losses*. Washington, 1971.

WEBSTER, M. ***Webster's Third New International Dictionary***, Dicionário Americano, Merriam-Webster. Springfield: Massachusetts. 1961.

WEISS, H.W.; MIDGLEY, D.C. "Suite of the Mathematical Flood Plain Models". ***Journal of the Hydraulics Division***, ASCE, 1978.

WISLER, O. C.; Brater, E. F. *Hidrologia*. 1964.

WOODWORTH, J.W., Jr. *Out of the Gutter*, Reducing Polluted Runoff in the District of Columbia. 2002.

WRIGHT-McLAUGHLIN ENGINEERS CONSULTANS. ***Urban Storm Drainage Criteria Manual***. Denver Regional Council of Governments, 1969.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)