DANIELA MENDES ROSSI

**AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA
PRECIPITAÇÃO E DA GEOMORFOLOGIA DA BACIA NA
EFICIÊNCIA DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO**

SÃO PAULO

2014

DANIELA MENDES ROSSI

**AVALIAÇÃO DO IMPACTO DA DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA
PRECIPITAÇÃO E DA GEOMORFOLOGIA DA BACIA NA
EFICIÊNCIA DE RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do título de
Mestre em Engenharia

Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica e Ambiental

Orientador: Prof. Dr. Ruben La
Laina Porto

SÃO PAULO

2014

FICHA CATALOGRÁFICA

Rossi, Daniela Mendes

**Avaliação do impacto da distribuição espacial da precipitação e da geomorfologia da bacia na eficiência de reservatórios de detenção / D.M. Rossi. -- versão corr. -- São Paulo, 2014.
146 p.**

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental.

1.Geomorfologia 2.Reservatórios (Eficiência) I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental II.t.

DEDICATÓRIA

**Ao Francisco (Rossi) e à Irene (Morena), a quem amo muito
por sempre me incentivar e me dar as condições
para realizar todos os meus trabalhos.**

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor Ruben La Laina Porto, pela oportunidade do desenvolvimento do trabalho, e ao professor Arisvaldo Vieira Mello por ter me auxiliado em todos os momentos.

Aos meus pais, Francisco e Morena por me darem todas as condições de me tornar a profissional e pessoa que sou. Apesar da ausência do meu pai, o exemplo dos dois sempre me guiará.

Aos meus irmão Francisco e Adriana por sempre me apoiarem e segurarem na minha mão em todos os momentos da minha vida e por compreenderem a minha ausência durante o desenvolvimento deste trabalho. Nunca se esqueçam o quão vocês são importantes pra mim.

Aos meus cunhados, Stella e Reginaldo que sempre estiveram presentes em minha vida e aos meus sobrinhos Luisa, Ana Clara João e Olívia por alegrarem minha vida.

À minha irmã de coração Ana Carolina por ter feito parte deste projeto, acompanhando-o desde o começo e me dando força para continuar em todas as etapas, além de ser uma grande irmã.

Aos meus tios Rita e Geraldo e meus primos Carmem, Cristina e Ramon que sempre estiveram presentes em toda a minha vida, me ajudando em tudo.

A todos os amigos que me acompanham desde os tempos de faculdade e que continuam fazendo parte da minha vida até hoje. Obrigada pela compreensão da minha ausência durante este trabalho.

Ao pessoal do Labsid que me auxiliaram durante este trabalho, e em especial a Carla por ter me mostrado um novo caminho para a minha vida profissional. E obrigada à Satie por tudo o que ela faz pelas pessoas.

Ao pessoal do SAISP e da FCTH pelo material fornecido. E ao pessoal da Drenagem por me ajudarem nos últimos momentos.

Ao pessoal da HagaPlan, em especial a Luciana, José Eduardo, Laércio, José Curilla que foram os primeiros a me incentivar e me deram condições de realizar este trabalho. E a minha equipe de trabalho que me cobria nas minhas ausências e com quem eu podia contar, Sérgio, Cláudio e estagiários.

Ao José Carlos Ferreira e ao Marcelo Castejon por terem me incentivado a começar essa jornada.

A Sandra e a Sara por terem colaborado de alguma maneira com este trabalho.
E obrigada a Deus por tudo que me deste.

“O senhor é meu pastor e nada me faltará”

RESUMO

Uma das principais preocupações da sociedade é a recorrência de eventos extremos, como, por exemplo, a precipitação intensa, que causa um forte impacto na população atingindo habitações, atividades industriais, comerciais e serviços públicos e privados, além do transporte urbano e rodoviário ocasionando altos custos monetários e, em muitos casos, perdas humanas. Com o intuito de aprimorar as medidas de controle das inundações e a gestão dos sistemas de recursos hídricos visando à redução dos problemas provocados pela inundação, o presente estudo propõe uma metodologia que avaliará o impacto da distribuição espacial da precipitação conjuntamente com a geomorfologia da bacia.

Palavras-Chave – Distribuição espacial da precipitação, geomorfologia da bacia, reservatório de detenção.

ABSTRACT

One of the main concern of society is the recurrence of extreme events, such as intense rainfall, which strongly impacts population, affecting houses, industrial and trading activities, public and private services, besides urban and road transport, causing high monetary costs and in many cases, human losses. In order to improve the structures of flood control and water management resources to reduce problems caused by flooding, this study proposes a methodology to assess the impact of the spatial rainfall distribution combined with the basin geomorphology.

Keywords – Spatial distribution of rainfall, geomorphology of the subcatchment, detention reservoirs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-1. Exemplos de ocupação do vale dos rios pelo sistema viário: (a) Córrego do Anhangabaú canalizado sob o túnel viário de mesmo nome (Fonte: Site Olhares Fotografia) e (b) Margens do Rio Tietê ocupadas pelas faixas de rolamento da avenida (Fonte: Fernando Stankuns)	17
Figura 1-2. Loteamentos irregulares às margens do Córrego Aricanduva (Fonte: (a) Site Panorâmio, (b) Blog do Milton Jung e (c) Site G1)	18
Figura 1-3. Notícias publicadas sobre inundações ocorridas na Av. Aricanduva (Fonte: (a) site R7; (b) site Globo).....	22
Figura 3-1. Taxa de urbanização.....	25
Figura 3-2. Exemplo de uma bacia antes da mudança do uso do solo em consequência do processo de urbanização da bacia (Fonte: Relatório Orientações Básicas para Drenagem Urbana).....	28
Figura 3-3. Exemplo de uma bacia depois da mudança do uso do solo em consequência do processo de urbanização da bacia (Fonte: Relatório Orientações Básicas para Drenagem Urbana)As figuras a seguir mostram uma comparação da região central de São Paulo entre a situação atual e como era antes da implantação do viário nos vales de rios. A Figura 3-4 apresenta a localização dos córregos Anhangabaú, Saracura e Itororó (traçado pontilhado) na época em que não eram canalizados A	28
Figura 3-4. Localização dos Córregos antes da canalização (Fonte: site G1) .	29
Figura 3-5. Esquema do Rio Tamanduateí e dos Córregos Saracura, Itororó e Anhangabaú mostrando os efeitos da urbanização (Fonte: site G1).....	29
Figura 3-6. Componentes do Balanço de água no solo considerando a declividade do terreno – Fonte: Modelos Hidrológicos para Gestão Ambiental – Relatório Parcial – Dezembro/2012 – INPE	31
Figura 3-7. Chuva Convectiva	33
Figura 3-8. Chuva Frontal ou Ciclônica	33
Figura 3-9. Chuva Orográfica	34
Figura 3-10. Esquema ilustrando a diferença entre Enchente, Inundação e Alagamento	42
Figura 4-1. Fluxograma do Modelo Hidrológico.....	57
Figura 4-2. Localização da bacia do Rio Aricanduva	58

Figura 4-3. Uso e Ocupação do Solo	60
Figura 4-4. Áreas de vegetação existentes na bacia.....	60
Figura 4-5. Modelo Digital de Terreno	62
Figura 4-6. Modelo digital de Terreno da Bacia do Aricanduva em 3D com os reservatórios existentes na bacia	63
Figura 4-7. Tempos de Concentração para diferentes declividades	64
Figura 4-8. Temperatura Aparente da Superfície na região do córrego Aricanduva no dia 03/09/1999. (Fonte: Atlas Ambiental do Município de São Paulo)	65
Figura 4-9. Situações de Alagamento em dia de eventos críticos (Fonte: Estado de São Paulo, Folha de São Paulo, G1)	66
Figura 4-10. Notícias sobre os alagamentos constantes e piscinões do Córrego Aricanduva (Fonte: O Estado de São Paulo).....	66
Figura 4-11. Reservatórios da Bacia do Córrego Aricanduva	67
Figura 4-12. Postos Telemétricos da Bacia do Aricanduva	70
Figura 4-13. Shape da precipitação no modelo PCSWMM	71
Figura 4-14. Cálculo da chuva calculada para cada sub-bacia através da ferramenta <i>Rain Gages</i>	71
Figura 4-15. Divisão das Sub-bacias.....	72
Figura 4-16. Áreas impermeáveis e permeáveis (Fonte: JAMES, ROSSMAN, JAMES (2010)).....	73
Figura 4-17. Declividade média das Sub-bacias do Córrego Aricanduva	74
Figura 4-18. Trecho do Córrego Aricanduva que será modelado.....	76
Figura 4-19. Esquema da rede de drenagem do PCSWMM com os nós e condutos (Fonte: JAMES, ROSSMAN, JAMES (2010))	76
Figura 5-1. Localização das ruas com registro de alagamento	79
Figura 5-2. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Manilha no mês de dezembro/2009...	81
Figura 5-3. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Tumucumaque no mês de janeiro/2010	82
Figura 5-4. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Manilha no mês de dezembro/2010...	83

Figura 5-5. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os na Rua Manilha no mês de dezembro/2010	84
Figura 5-6. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 08/12/2009	86
Figura 5-7. Comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios	87
Figura 5-8. Volume do RAR I no evento do dia 08/12/2009	88
Figura 5-9. Volume do RAR I no evento do dia 08/12/2009	88
Figura 5-10. Volume do RAR II no evento do dia 08/12/2009	88
Figura 5-11. Volume do RCG no evento do dia 08/12/2009	88
Figura 5-12. Volume do RAR III no evento do dia 08/12/2009	89
Figura 5-13. Volume do RIN no evento do dia 08/12/2009	89
Figura 5-14. Volume do RAR V no evento do dia 08/12/2009	90
Figura 5-15. Volume do RRI no evento do dia 08/12/2009	90
Figura 5-16. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 21/01/2010	91
Figura 5-17. Comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Tumucumaque no evento do dia 21/12/2010	91
Figura 5-18. Volume do RAR I no evento do dia 21/01/2010	92
Figura 5-19. Volume do RLI no evento do dia 21/01/2010	92
Figura 5-20. Volume do RAR II no evento do dia 21/01/2010	93
Figura 5-21. Volume do RCG no evento do dia 21/01/2010	93
Figura 5-22. Volume do RAR II no evento do dia 21/01/2010	93
Figura 5-23. Volume do RIN no evento do dia 21/01/2010	94
Figura 5-24. Volume do RAR V no evento do dia 21/01/2010	94
Figura 5-25. Volume do RRI no evento do dia 21/01/2010	94
Figura 5-26. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 13/12/2010	95
Figura 5-27. Comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Manilha no evento do dia 13/12/2010	96
Figura 5-28. Volume do RAR I no evento do dia 13/12/2010	96
Figura 5-29. Volume do RLI no evento do dia 13/12/2010	97
Figura 5-30. Volume do RAR II no evento do dia 13/12/2010	97

Figura 5-31. Volume do RCG no evento do dia 13/12/2010	97
Figura 5-32. Volume do RAR III no evento do dia 13/12/2010	97
Figura 5-33. Volume do RIN no evento do dia 13/12/2010	98
Figura 5-34. Volume do RAR V no evento do dia 13/12/2010	98
Figura 5-35. Volume do RRI no evento do dia 13/12/2010	99
Figura 5-36. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 07/01/2011	99
Figura 5-37. Gráfico da comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os	100
Figura 5-38. Volume do RAR I no evento do dia 07/01/2011	100
Figura 5-39. Volume do RLI no evento do dia 07/01/2011	101
Figura 5-40. Volume do RAR II no evento do dia 07/01/2011	101
Figura 5-41. Volume do RCG no evento do dia 07/01/2011	101
Figura 5-42. Volume do RCG no evento do dia 07/01/2011	101
Figura 5-43. Volume do RIN no evento do dia 07/01/2011	102
Figura 5-44. Volume do RAR V no evento do dia 07/01/2011	102
Figura 5-45. Volume do RIN no evento do dia 26/01/2010	102
Figura 5-46. Representação do hidrogramas para cada quadrícula de radar (Fonte: PMAPS (2012))	110
Figura 5-47. Localização do reservatório proposto na alternativa I	112
Figura 5-48. Localização do reservatório proposto na alternativa II	112
Figura 5-49. Vertedor de entrada do reservatório proposto	113
Figura 5-50. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 08/12/2009.....	114
Figura 5-51. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 21/01/2010.....	114
Figura 5-52. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 13/12/2010.....	114
Figura 5-53. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 07/01/2010.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1 Comparação entre a Taxa de Urbanização da Região Sudeste e do Brasil	24
Tabela 3-2. População Urbana e Rural do Estado de São Paulo.....	25
Tabela 3-3. População Urbana e Rural do Município de São Paulo	25
Tabela 3-4. Comparação entre os Modelos Hidrológicos Existentes.	50
Tabela 4-1. População nos Anos de Levantamento Censitário dos distritos do município de São Paulo que englobam a bacia do Rio Aricanduva.....	59
Tabela 4-2. Parâmetros utilizados nas Sub-bacias	75
Tabela 4-3. Parâmetros utilizados nos condutos	77
Tabela 5-1. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Dezembro/2009	81
Tabela 5-2. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Janeiro/2010.....	82
Tabela 5-3. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Dezembro/2010	83
Tabela 5-4. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Janeiro/2011.....	84
Tabela 5-5. Eficiência dos reservatórios existentes no evento do dia 08/12/2009	87
Tabela 5-6. Eficiência dos reservatórios existentes no dia 21/12/2010	92
Tabela 5-7. Eficiência dos reservatórios existentes no dia 13/12/2010	96
Tabela 5-8. Eficiência dos reservatórios existentes no evento do dia 07/01/2011	100
Tabela 5-11. Eficiências de armazenamento das alternativas estudadas	113

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CGE – Centro de Gerenciamento de Emergências

CWA – Clima tropical de altitude, de acordo com a classificação Climática de Köppen

FCTH – Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

PDE – Plano diretor Estratégico

PMAPS – Plano de Manejo de Águas Pluviais de São Paulo

PMSP – Prefeitura Municipal de São Paulo

SAISP – Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo

SEADE – Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados

SSD – Sistema de Suporte a Decisão

SWMM – Storm Water Managment Model

USP – Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
2. OBJETIVOS.....	23
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
3.1. DESENVOLVIMENTO URBANO E INDUSTRIAL E SUAS CONSEQUÊNCIAS	24
3.1.1. Urbanização.....	24
3.1.2. Mudança do uso do solo em decorrência da urbanização.....	27
3.2. BACIA HIDROGRÁFICA	29
3.3. CICLO HIDROLÓGICO	31
3.4. PRECIPITAÇÃO	32
3.4.1. Tipos de chuva e sua influência nos eventos extremos.....	33
3.4.2. Medições de Precipitação.....	36
3.4.3. Precipitação de Projeto.....	38
3.5. DRENAGEM URBANA.....	42
3.6. MODELOS HIDROLÓGICOS	47
3.6.1. Importância da modelagem hidráulico-hidrológica.....	47
3.6.2. Definição dos modelos hidrológicos	47
3.6.3. Classificação dos Modelos Hidrológicos.....	49
3.6.4. Modelos hidrológicos	50
3.6.5. SWMM.....	51
3.6.6. Cenalização.....	53
4. METODOLOGIA	56
4.1. O MODELO HIDROLÓGICO	56
4.2. CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDRÁULICA EM ESTUDO.	57

4.2.1.	Localização.....	57
4.2.2.	Urbanização da bacia do Rio Aricanduva.....	58
4.2.3.	Vegetação	60
4.2.4.	Georreferenciamento.....	61
4.3.	CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE	65
4.4.	DADOS DE ENTRADA DO MODELO HIDROLÓGICO.....	68
4.4.1.	Precipitação.....	68
4.4.2.	Bacia.....	72
4.4.3.	Condutores e nós.....	76
4.4.4.	Criação de cenários.....	78
5.	RESULTADOS.....	79
5.1.	ESCOLHA DOS EVENTOS	79
5.1.1.	Simulação das vazões de dezembro/2009	80
5.1.2.	Simulação das vazões de janeiro de 2010	81
5.1.3.	Simulação das vazões de dezembro de 2010	83
5.1.4.	Simulação das vazões de janeiro de 2011	83
5.2.	AVALIAÇÃO DOS EVENTOS	85
5.2.1.	Evento de precipitação do dia 08/12/2009.....	86
5.2.2.	Evento de precipitação do dia 21/01/2010.....	90
5.2.3.	Evento de precipitação do dia 13/12/2010.....	95
5.2.4.	Evento de precipitação do dia 07/01/2011.....	99
5.3.	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS.....	102
5.4.	PROPOSTA DE UM NOVO RESERVATÓRIO.....	111
6.	CONCLUSÕES	116
7.	BIBLIOGRAFIA	119
ANEXO I		123

1. INTRODUÇÃO

A urbanização é o fenômeno da transferência de pessoas do meio rural para o meio urbano, que resultando no aumento da população urbana em detrimento da população rural.

O processo de industrialização do século XVIII provocou o êxodo rural, dando início ao processo de urbanização dos países desenvolvidos. Nos países em desenvolvimento, a industrialização foi tardia, assim como o fenômeno da urbanização, que teve início em meados do século XX. Na década de 70, a modernização acelerou o processo de expansão urbana, que vem ocorrendo até hoje de forma insustentável e trazendo consequências para o espaço urbano.

O ciclo hidrológico é indispensável à existência da vida e ao funcionamento dos ecossistemas. Atividades sociais e econômicas utilizam a água na maioria dos processos e do uso racional do ciclo hidrológico depende o desenvolvimento da Civilização. Dessa forma, o estudo do ciclo hidrológico e a prevenção dos eventos extremos são relevantes no planejamento da cidade.

JENIFFER et. al. (2010) cita que a quantificação dos componentes individuais do ciclo hidrológico, especialmente em escala de bacia é um passo crucial na gestão integrada de bacias. A integração eficaz de gestão de recursos hídricos exige oportunas, precisas e abrangentes informações meteorológicas, hidrológicas e outras relacionadas. Determinar a intensidade espacial e temporal da precipitação de entrada para uma bacia hidrográfica é necessária para o planejamento e gestão diária dos recursos hídricos.

A urbanização desregrada, aliada ao uso e ocupação do solo urbano de forma inadequada, geralmente provoca em diversas cidades sérios problemas de drenagem urbana com consequentes prejuízos econômicos e sociais. Isso ocorre porque a migração da população para a cidade mudou as características de ocupação do solo na área urbana causando o aumento da impermeabilização das bacias urbanas, potencializando as consequências das chuvas, com o aumento das vazões e dos volumes escoados superficialmente.

Uma das principais preocupações da sociedade é a recorrência de eventos extremos, como por exemplo, a precipitação intensa que causa um forte impacto na população, atingindo habitações, atividades industriais, comerciais, serviços

públicos e privados, além do transporte urbano e rodoviário, ocasionando altos custos monetários e, em muitos casos, perdas humanas.

Uma particularidade da maioria das cidades é a sua origem ocupando os vales de rios, ou seja, nos pontos baixos das bacias hidrográficas. Com a impermeabilização do solo nas zonas periféricas decorrentes da expansão da urbanização, o volume do escoamento das águas pluviais tende a aumentar e as redes antigas localizadas nos pontos mais baixos passam a ficar subdimensionadas.

Além do aumento no volume de escoamento de águas pluviais, outro problema que causa preocupação são as ocupações das áreas de várzea dos rios e córregos realizadas pela população, agravando e tornando mais frequentes os efeitos negativos das inundações.

Uma forma de ocupação é o aproveitamento de fundos de vale para a construção de sistemas viários, como pode ser visto na Figura 1-1, que se tornou uma solução rotineira como opção para ampliar a malha viária. Apesar de ser uma ocupação planejada, geralmente resulta no confinamento do sistema hídrico e na ocupação das áreas de várzea dos rios. São comuns as notícias de pessoas surpreendidas pelos impactos provocados pelas chuvas extremas nas ruas, de danos a veículos ou, até mesmo, de pessoas sendo arrastadas por uma enxurrada.

Figura 1-1. Exemplos de ocupação do vale dos rios pelo sistema viário: (a) Córrego do Anhangabaú canalizado sob o túnel viário de mesmo nome (Fonte: Site Olhares Fotografia) e (b) Margens do Rio Tietê ocupadas pelas faixas de rolamento da avenida (Fonte: Fernando Stankuns)

Outra forma de ocupação são os loteamentos irregulares, Figura 1-2, criando novas áreas de riscos. Quando não são construídas, praticamente, dentro do rio, muitas casas estão em áreas que costumam alagar devido ao regime natural do curso d'água, mais uma vez provocando danos materiais e colocando em risco a integridade física das pessoas.

Figura 1-2. Loteamentos irregulares às margens do Córrego Aricanduva (Fonte: (a) Site Panorâmio, (b) Blog do Milton Jung e (c) Site G1)

O baixo nível de conscientização da população para o problema da drenagem urbana colabora para a precariedade da situação. Nos períodos de ocorrência de enchentes, é comum observar a grande quantidade de lixo que se acumula nas bocas de lobo, nos reservatórios de retenção e nos próprios córregos, apesar das campanhas realizadas todos os anos solicitando à população não jogar lixo na rua e nos córregos.

A inundação urbana é um problema complexo envolvendo ações multidisciplinares sobre a bacia hidrográfica como um sistema integrado e dinâmico. Seu controle envolve um conjunto de medidas estruturais e não estruturais que vão desde o planejamento do uso da terra urbana e rural, e, a realocação humana até ao convívio com o problema.

Inúmeros investimentos foram realizados ao longo dos últimos anos para aumentar a capacidade de vazão dos cursos d'água, mas as inundações continuaram a ocorrer em razão do crescimento urbano e das intervenções nos cursos d'água, pois essas medidas não são totalmente eficientes devido à utilização precária ou mesmo ausência de medidas não estruturais. À medida que os córregos foram canalizados, apesar de todas as intervenções realizadas, as enchentes aumentaram ao longo dos anos, em frequência e intensidade.

A fim de reduzir o efeito das águas pluviais na bacia urbana, são instalados nas cidades dispositivos hidráulicos de condução (bocas de lobos, canalização fechada, ampliação da calha dos córregos) e retenção (reservatórios de retenção, lagoas, diques, etc...).

A canalização promove o afastamento rápido dos picos de vazão pelo aumento da velocidade do escoamento. A ampliação da capacidade condutora, na maioria dos casos, apenas transfere o impacto do trecho para jusante, transferindo o problema.

Com o intuito de melhorar a eficiência do sistema de drenagem, evitando essa transferência de impactos, são projetadas medidas estruturais de controle do escoamento pluvial buscando contornar as mudanças nos ciclos hidrológicos, imitando e mantendo as condições naturais existentes antes dos processos de urbanização e recuperar a capacidade de armazenamento perdida pela bacia urbanizada.

Para evitar a implantação desordenada de sistemas de drenagem tornando-os mais eficientes, planos de controle do conjunto da bacia hidrográfica, tais como, o Plano de Manejo de Águas Pluviais (PMAP) elaborado em parceria pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica e a Prefeitura Municipal do Município de São Paulo devem ser elaborados com o intuito de direcionar e planejar os novos projetos de forma que sua implantação seja a mais adequada às necessidades da bacia.

A ocorrência de inundações em diversos pontos da bacia sinaliza que o sistema de drenagem não comporta os volumes atuais gerados pela chuva. O aumento da impermeabilização provoca impactos no pico da vazão e no volume do hidrograma gerado. A redução do tempo de concentração da bacia provoca o aumento das velocidades de escoamento, que, por sua vez concentra os maiores volumes de cheia de forma rápida nos trechos de jusante da bacia.

A utilização de reservatórios de retenção tem sido uma alternativa para a remediação do problema, retendo parte do escoamento superficial gerado durante as precipitações, para depois fazer sua devolução de forma lenta e gradual aos leitos dos córregos e rios promovendo o retardamento do escoamento e conseqüentemente a redução das vazões máximas. Reduz-se então o pico de cheia pelo armazenamento temporário e conveniente do volume a ser escoado. No entanto, sua implantação tem sido realizada de forma pouco conseqüente, sem planejamento e ponderação quanto às dificuldades e implicações dessa atitude. Denota-se também a necessidade de avaliação da eficiência destes dispositivos e de normatização das formas de aplicação, dimensionamento, operação e manutenção. Além disso, são necessárias a sensibilização, a conscientização e a educação em todos os níveis.

Para a adoção desta alternativa é necessário entender o comportamento hidráulico da mesma e o impacto que a implantação causará em toda sua área de influência. É importante identificar a capacidade de escoamento, detectar locais de alagamentos e planejar obras de controle que evitem as inundações para um determinado risco. Para atingir esse objetivo existem inúmeras soluções possíveis que combinem reservatório e ampliação da capacidade de drenagem, sem que a vazão para jusante da bacia seja ampliada.

Por tratar-se de um elemento que ocupa espaço, despender gastos e implica em assunção de responsabilidades, traz consigo um cenário de desconforto, incertezas e resistência por parte de técnicos e proprietários.

É notório que, em alguns casos, essa medida não é suficiente para atender o volume de escoamento gerado, sendo comum observar alagamento em regiões críticas. A eficiência dos reservatórios está relacionada com suas características e localização na bacia hidrográfica. Um reservatório extremamente eficiente para um determinado local da bacia pode não apresentar a mesma eficiência em outro ponto. Em um sistema de drenagem com mais de um dispositivo de controle de cheia, deve ser feita uma análise conjunta dos reservatórios.

O dimensionamento dos reservatórios é modelado através da relação chuva-vazão. Os modelos utilizados atualmente levam em conta séries históricas antigas e grande período de retorno. Nos últimos anos, chuvas de grande

intensidade têm se repetido em intervalos de tempos menores e, em alguns casos, sem tempo suficiente para que os reservatórios se esvaziem.

O método mais utilizado atualmente para obter a precipitação máxima utiliza as curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF), que resultam de séries de dados pluviográficos retratando-a pontualmente. Essas curvas foram determinadas no Brasil para um grande número de cidades em 1958 e ainda são utilizadas apesar das séries estarem desatualizadas. Esse método tem sido questionado ultimamente e estudos vêm sendo realizados utilizando nos modelos a distribuição temporal e espacial da precipitação conjuntamente com a geomorfologia da bacia a fim de aprimora a modelagem das medidas de controle de inundações.

Dessa forma, este estudo propõe uma abordagem para auxiliar na tomada de decisão na escolha da implantação dos reservatórios de retenção utilizando modelos digitais de terreno para analisar as características da bacia durante a escolha da melhor localização e propondo uma nova metodologia de cálculo da precipitação de projeto.

Para tanto, levar-se-á em conta, não apenas a sua variação temporal, como também, a variação espacial através da integração de dados de rede telemétrica e imagens de radar aliados ao sistema de informações geográficas para a geomorfologia da bacia.

A implementação de tecnologias de sensoriamento remoto para a observação de processos atmosféricos e a disponibilidade de radar nas estimativas de chuva podem fornecer uma boa base para melhorar a precisão de previsão de inundação, utilizando as informações espaciais da precipitação aliada ao modelo digital de terreno para uma melhor compreensão da resposta da bacia.

A associação dessas informações aperfeiçoaria o dimensionamento dos reservatórios uma vez que o projetista obteria informações mais apuradas sobre a localização dos pontos mais críticos da bacia para decidir o local da implantação dos mesmos.

Para a realização do estudo foi escolhida a bacia do córrego Aricanduva por se tratar de uma bacia urbana conhecida por problemas de inundações frequentes. A Figura 1-3 apresenta notícias sobre eventos de inundação na Avenida Aricanduva.

A forte chuva que atingiu São Paulo na tarde desta sexta-feira (7) levou caos à cidade, provocando o transbordamento do córrego Aricanduva, na zona leste da cidade (site R7 - 07-01-2011)

Soldados do Corpo de Bombeiros usavam um bote para retirar passageiros de um ônibus parado em meio à enchente perto do Córrego Aricanduva, na Zona Leste de São Paulo, na tarde desta segunda-feira (28). Um helicóptero da Polícia Militar também acompanhava a operação (site G1 - 28/02/2011)

Figura 1-3. Notícias publicadas sobre inundações ocorridas na Av. Aricanduva (Fonte: (a) site R7; (b) site Globo)

Neste estudo serão mapeadas as áreas de inundação utilizando um modelo chuva-vazão associado ao Sistema de Informação Geográfica e à rede telemétrica existente criando diversos cenários distribuição espaço-tempo da precipitação para avaliar a eficiência dos reservatórios existentes na região.

2. OBJETIVOS

Propor uma nova metodologia para projetos de sistema de drenagem avaliando o comportamento dos reservatórios de retenção para diferentes eventos de chuva, calculando sua eficiência no conjunto da bacia,

A metodologia é baseada em cenários de diferentes eventos que apresentam uma descrição mais realista das tormentas de projeto em comparação com as utilizadas atualmente para auxiliar nas tomadas de decisão, levando em consideração a variação espacial e temporal da precipitação.

Esses cenários serão simulados através de um modelo hidrológico de chuva-vazão que leva em conta as características da bacia através de parâmetros obtidos no Modelo Digital de Terreno. Os resultados avaliados em conjunto deverão aprimorar a avaliação de um sistema de drenagem avaliando as interações entre diversos eventos,

Além da avaliação dos eventos, a metodologia proposta permite o estudo de alternativas de implantação de estruturas de sistema de drenagem, avaliando sua localização, dimensões e sua eficiência para diversos eventos estudados entre outros fatores durante a fase de estudo de implantação e projeto.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. DESENVOLVIMENTO URBANO E INDUSTRIAL E SUAS CONSEQUÊNCIAS

3.1.1. Urbanização

O processo de industrialização do século XVIII provocou o êxodo rural, dando início ao processo de urbanização dos países desenvolvidos. Nos países em desenvolvimento, a industrialização foi tardia, assim como o fenômeno da urbanização, que teve início em meados do século XX. Na década de 70, a modernização acelerou o processo de expansão urbana, que vem ocorrendo até hoje de forma insustentável e trazendo consequências para o espaço urbano.

As taxas de urbanização entre os anos de 1940 a 2007 foram obtidas junto ao IBGE e são apresentadas na Tabela 3-1 e no gráfico da Figura 3-1. Note-se que a taxa de urbanização da região Sudeste é maior que a do Brasil. Isso ocorre porque, além do êxodo rural, há, também, a migração da população de outras regiões do país em busca de melhoria da qualidade de vida nas grandes cidades dessa região considerada mais desenvolvida.

Tabela 3-1 Comparação entre a Taxa de Urbanização da Região Sudeste e do Brasil

ANO	TAXA DE URBANIZAÇÃO (%)	
	REGIÃO SUDESTE	BRASIL
1940	39,42	31,24
1950	47,55	36,16
1960	57,00	44,67
1970	72,68	55,92
1980	82,81	67,59
1991	88,02	75,59
2000	90,52	81,23
2007	92,03	83,48

Fonte: IBGE (2012)

Figura 3-1. Taxa de urbanização

A Fundação Sistema Estadual de Análise de Dados (SEADE), vinculada à Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Regional do Governo do Estado de São Paulo, levantou e analisou os dados da população urbana e rural dos municípios do estado de São Paulo. É apresentada nas Tabela 3-2 e Tabela 3-3 uma comparação entre a população rural e a urbana para o estado e para o município de São Paulo.

Tabela 3-2. População Urbana e Rural do Estado de São Paulo

ESTADO DE SÃO PAULO					
ANO	TOTAL	URBANA	RURAL	% URBANA	% RURAL
1980	24.953.238	22.118.840	2.834.398	89	11
1990	30.783.108	28.452.560	2.330.548	92	8
2000	36.974.378	34.538.004	2.436.374	93	7
2010	41.223.683	39.548.206	1.675.477	96	4

Fonte: SEADE (2012)

Tabela 3-3. População Urbana e Rural do Município de São Paulo

MUNICÍPIO DE SÃO PAULO					
ANO	TOTAL	URBANA	RURAL	% URBANA	% RURAL
1980	8.475.380	8.320.306	155.074	98	2
1990	9.512.545	9.288.143	224.402	98	2
2000	10.426.384	9.805.787	620.597	94	6
2010	11.245.983	11.144.892	101.091	99	1

Fonte: SEADE (2012)

Segundo o Relatório de Avaliação Ambiental dos Componentes do Programa Mananciais (2009), podem ser identificados três períodos principais de desenvolvimento e expansão metropolitana de São Paulo: uma primeira fase, da década de 1950-60 até o surgimento da lei de proteção aos mananciais em 1976, um segundo período, até meados da década de 1980 e, por fim, o terceiro período compreendido entre meados da década de 1980 e os dias atuais.

No primeiro período, a expansão da mancha urbana alcançou cerca de 320 km², quase a metade da superfície metropolitana urbanizada em 1965. A região onde ocorreu a principal expansão na época era formada pelos municípios do ABC (Santo André, São Bernardo, Diadema, Mauá e Ribeirão Pires) caracterizada pelos núcleos urbano-industriais. Além disso, com menor grau de participação, as regiões leste, Mogi das Cruzes e Suzano e nordeste, Guarulhos e Arujá, também apresentaram crescimento expressivo. No município de São Paulo, os maiores acréscimos de áreas urbanizadas se deram na região sul, abrangendo as áreas dos mananciais Billings e Guarapiranga.

Em resposta, movimentos em favor de uma maior disciplina territorial e urbana culminaram na aprovação, em 1975 e 1972, das Leis Estaduais nº 898 que *“Disciplina o uso de solo para a proteção dos mananciais, cursos e reservatórios de água e demais recursos hídricos de interesse da Região Metropolitana da Grande São Paulo e dá providências correlatas”* e nº 1.172 que *“Delimita as áreas de proteção relativas aos mananciais, cursos e reservatórios de água, a que se refere o artigo 2º da Lei nº 898, de 18 de dezembro de 1975, estabelece normas de restrição de uso do solo em tais áreas e dá providências correlatas”*, destinadas a conter essas tendências e ordenar a cidade, sobretudo pela proteção das áreas de mananciais metropolitanos.

Apesar do esforço para conter e ordenar o crescimento no chamado segundo período, entre 1974 e 1980, os acréscimos verificados na expansão da mancha urbana mostraram-se superiores às médias do período anterior.

Na terceira fase, de meados dos anos 1980 até os dias atuais, o ritmo de expansão metropolitana diminuiu, condicionada pelos efeitos da crise econômica da década de 1980 e dos processos de reestruturação produtiva. Na periferia, a ocupação clandestina e irregular intensificou-se praticamente em todas as áreas de mananciais metropolitanos.

A região periférica, que aumentou desde o início dos anos 80, teve sua origem coincidente com um período de baixo crescimento da economia brasileira, com impactos negativos sobre a RMSP. Apesar dos investimentos públicos, as rendas familiares médias declinaram ou estacionaram devido à crise fiscal, consolidando os anéis periféricos em bases mais pobres do que a situação verificada em distritos e bairros de origem e crescimento anterior.

Esse crescimento acelerado não foi acompanhado de planos de longo prazo, que deveriam munir as cidades de infraestrutura adequada para atender às várias demandas de moradia, transporte, saneamento e drenagem urbana, contribuindo com o aparecimento de novos cenários de risco.

A urbanização desregrada, aliada à precariedade de mecanismos legais que estabeleçam parâmetros para o uso e ocupação do solo urbano, faz com que muitas cidades do país enfrentem sérios problemas de drenagem urbana com consequentes prejuízos econômicos e sociais.

Com a urbanização, ocorrem as alterações na rede de drenagem natural, substituída por estruturas artificiais, aumento na extensão de áreas impermeáveis e mudanças de microclima local (como, por exemplo, a formação de ilhas de calor). Tais alterações provocam maior volume de água pluvial escoado mais rapidamente, gerando um dos maiores problemas hidrológicos: o controle de enchentes (TUCCI e MARQUES (2000)).

3.1.2. Mudança do uso do solo em decorrência da urbanização

Ao contrário de uma bacia tipicamente rural, onde a rede hidrográfica é exposta e bem definida pela topografia do terreno, as bacias urbanas, na maioria das vezes, apresentam os seus limites imperceptíveis; os afluentes e, algumas vezes até mesmo o rio principal, são confinados em galerias subterrâneas para a construção de ruas e avenidas.

As figuras a seguir mostram as alterações que ocorrem numa bacia hidrográfica como a urbanização. Na

Figura 3-2, a bacia apresenta a vegetação existente antes da urbanização e o curso do rio no seu leito original. Na Figura 3-3, nota-se a alteração do curso do rio, a diminuição da vegetação causando erosões e dando lugar às áreas impermeáveis da bacia.

Figura 3-2. Exemplo de uma bacia antes da mudança do uso do solo em consequência do processo de urbanização da bacia (Fonte: Relatório Orientações Básicas para Drenagem Urbana)

Figura 3-3. Exemplo de uma bacia depois da mudança do uso do solo em consequência do processo de urbanização da bacia (Fonte: Relatório Orientações Básicas para Drenagem Urbana)As figuras a seguir mostram uma comparação da região central de São Paulo entre a situação atual e como era antes da implantação do viário nos vales de rios. A Figura 3-4 apresenta a localização dos córregos Anhangabaú, Saracura e Itooró (traçado pontilhado) na época em que não eram canalizados A

Figura 3-5 apresenta as avenidas que foram construídas sobre as galerias dos córregos.

Figura 3-4. Localização dos Córregos antes da canalização (Fonte: site G1)

Figura 3-5. Esquema do Rio Tamanduateí e dos Córregos Saracura, Itororó e Anhangabaú mostrando os efeitos da urbanização (Fonte: site G1)

A urbanização produz grande impermeabilização do solo, reduzindo a evapotranspiração, o escoamento subterrâneo e o tempo de concentração da bacia. Com isso, poucos minutos após uma chuva forte, aparecem os primeiros sinais de alagamento, que pode interromper o trânsito, inundar casas e causar muitos outros prejuízos materiais.

3.2. BACIA HIDROGRÁFICA

A bacia hidrográfica é a área de captação natural do escoamento de água gerado pela precipitação, direcionando a água para um único ponto de saída, denominado exutório. A definição de uma bacia hidrográfica requer a definição

de um curso d'água. A bacia hidrográfica pode ser considerada como um sistema físico sujeito a entradas de água (eventos de precipitação) que geram saídas de água (escoamento e evapotranspiração). A bacia hidrográfica transforma uma entrada concentrada no tempo (precipitação) em uma saída relativamente distribuída no tempo (escoamento) (COLLISCHONN e DORNELLES (2013)).

O relevo de uma bacia hidrográfica influencia os fatores meteorológicos e hidrológicos, intervindo na distribuição do fluxo de água e energia dentro das bacias hidrográficas, sendo sua representação, em meio digital feita por Modelos Digitais de Terreno (MDT).

A bacia pode ser representada espacialmente de forma simplificada ou detalhada. A mais simplificada apresenta características médias e constantes para toda a bacia. Esse tipo de apresentação é pouco representativo em modelos hidrológicos, pois o escoamento possui dependência com a topografia, uso ou tipo do solo. Modelos distribuídos necessitam de uma representação da variabilidade espacial dos componentes da bacia, como por exemplo, inclinação do terreno, características dos canais de drenagem, orientação das vertentes, comprimento da rampa, limites da bacia e conexões entre áreas que definem a forma com que a água se desloca.

A caracterização morfométrica de bacias hidrográficas é fundamental para o reconhecimento da espacialidade do sistema no que diz respeito aos seus limites externos, área, hierarquia da rede de drenagem, densidade de drenagem, gradiente de canais, comprimento da bacia, etc. Atualmente, a caracterização morfométrica de bacias hidrográficas tem recebido grande contribuição dos Sistemas de Informação Geográfica (SIG) associados à geração e à disponibilidade de Modelos Digitais de Elevação (MDEs) (CALÇAVARA (2012)).

As características geomorfológicas apresentam dados importantes de uma bacia hidrográfica como, por exemplo, a declividade do terreno, a velocidade de escoamento das águas, a maior ou menor susceptibilidade a erosões e cheias, o balanço entre escoamento superficial e infiltração, o potencial hídrico da bacia, comprimento do canal principal, forma da bacia, dentre outros que irão subsidiar o planejamento e a gestão de recursos hídricos.

O geoprocessamento é conhecido por utilizar técnicas matemáticas e computacionais para o tratamento da informação geográfica e tem sido muito utilizado nas áreas de Cartografia, Análise de Recursos Naturais, Transportes,

Comunicações, Energia e Planejamento Urbano e Regional. As ferramentas computacionais conhecidas como Sistemas de Informação Geográfica (SIG), permitem realizar análises complexas, ao integrar dados de diversas fontes e ao criar bancos de dados geo-referenciados. Tornam ainda possível automatizar a produção de documentos cartográficos (CÂMARA, DAVIS, MONTEIRO (2005)).

Uma das propostas na utilização do SIG em estudos ambientais é a combinação de dados espaciais, com o objetivo de descrever e analisar interações, para fazer previsões através de modelos e fornecer apoio nas decisões tomadas por especialistas.

Mapas de levantamentos planialtimétricos reproduzem as curvas de nível do terreno. Porém, estas exigem alto grau de abstração para poderem reconstruir os modelos desses relevos. Noções realistas do conjunto das diferenças de nível da superfície terrestre são, às vezes, procuradas por meio da construção de maquetes a partir de mapas topográficos (ASPIAZÚ, ALVEZ, VALENTE (1990)).

3.3. CICLO HIDROLÓGICO

O ciclo hidrológico é caracterizado pelo movimento contínuo da água presente no oceano, no continente e na atmosfera.

O solo pode ser visto como um reservatório, cujo volume de água armazenado pode ser variável no tempo. O balanço de água no solo pode ser resolvido computando-se todas as entradas e saídas do sistema. Um exemplo pode ser visto na Figura 3-6.

Figura 3-6. Componentes do Balanço de água no solo considerando a declividade do terreno – Fonte: Modelos Hidrológicos para Gestão Ambiental – Relatório Parcial – Dezembro/2012 – INPE

A principal entrada de água do sistema é feita através da precipitação, a água proveniente do meio atmosférico que atinge a superfície terrestre. Neblina, chuva, granizo, saraiva, orvalho, geada e neve são formas diferentes de precipitações. O que diferencia essas formas de precipitações é o estado em que a água se encontra.

Considerando a existência de uma cobertura vegetal sobre o solo, a água da chuva poderá ser primeiramente interceptada pelas folhas e que poderá ser evaporada. Da água que chega até a superfície do solo, parte é infiltrada (entra no perfil de solo) e parte pode escoar superficialmente. Simultaneamente à entrada de água no solo, a água pode ser evaporada pela superfície ou retirada do solo pelas raízes e transpirada pelas folhas. O processo que envolve a perda de água do sistema pela evaporação do solo e transpiração das plantas é denominado evapotranspiração. A água ainda pode ser perdida por drenagem profunda e em algumas situações específicas pode haver um fluxo ascendente de água no solo.

Das formas existentes na natureza, a forma pluviométrica é a que interessa para o presente estudo, por tanto, apenas ela será descrita abaixo.

3.4. PRECIPITAÇÃO

A transformação da precipitação em escoamento superficial é um processo complexo e de difícil quantificação.

A precipitação é formada pela condensação do vapor de água existente na atmosfera, que é elevado às maiores altitudes, constituindo as nuvens. Sob certas condições hidrometeorológicas como pressão atmosférica, temperatura do ar, saturação, etc., as nuvens carregadas podem produzir a precipitação pluviométrica (TUCCI 2009).

A disponibilidade de precipitação numa bacia durante o ano é o fator determinante para quantificar, entre outros, a necessidade de irrigação de culturas e o abastecimento de água doméstico e industrial. A determinação da intensidade da precipitação é importante para o controle de inundação e a erosão do solo.

3.4.1. Tipos de chuva e sua influência nos eventos extremos

A chuva pode ser classificada em três tipos básicos: convectiva, frontal e orográfica. A chuva convectiva, como apresentada na

Figura 3-7 é causada pelo aquecimento diferenciado da superfície e das camadas mais baixas da atmosfera, provocando a ascensão de massas de ar quente e úmido. Este tipo de chuva é em geral concentrado e de grande intensidade, e muitas vezes está associado à ocorrência de granizo (TUCCI 2009).

Figura 3-7. Chuva Convectiva

A chuva frontal ou ciclônica ocorre quando uma massa de ar frio entra em contato com uma massa de ar quente, fazendo com que esta última suba carregando a umidade para altas altitudes, provocando precipitação, como apresentada na

Figura 3-8. Chuvas ciclônicas ocorrem mais distribuídas temporal e espacialmente (TUCCI 2009).

Figura 3-8. Chuva Frontal ou Ciclônica

Finalmente, a chuva orográfica, como apresentada na Figura 3-9, é causada por movimentos laterais de massas de ar quente e úmido que, encontrando uma barreira física (montanha), são forçadas a se elevar. Este tipo de chuva é particularmente importante em regiões costeiras que apresentam cadeias de montanhas (TUCCI 2009).

Figura 3-9. Chuva Orográfica

Além dos tipos de chuvas, alguns fenômenos são conhecidos por influenciar a formação da precipitação em certas regiões.

O processo de crescimento das áreas urbanas pode provocar um fenômeno conhecido como “Ilhas de Calor”, caracterizado pelo incremento da temperatura nos centros urbanos em relação às áreas de entorno. O uso de materiais na construção civil que armazenam calor contribuem com esse fenômeno, dessa forma, as áreas mais adensadas e menos arborizadas tendem a apresentar temperaturas mais elevadas, mesmo durante a noite.

A brisa marítima é um fenômeno diário formado por ventos que sopram do mar para o continente durante o dia e em sentido contrário à noite. Durante o dia a temperatura da terra se eleva mais rapidamente que a da água. Isso acontece porque o calor específico da água é maior que o da terra.

Alguns estudos foram realizados para o município de São Paulo com o intuito de verificar a influência desses fenômenos na formação da precipitação que atinge a cidade.

O clima no município de São Paulo segundo a classificação Koeppen é Cwa, Subtropical de inverno seco e verão quente, com temperaturas aumentadas pelo efeito da poluição e da altíssima concentração de edifícios.

OLIVEIRA E SILVA DIAS (1982) analisaram os dados de pressão, vento, temperatura, umidade, insolação e cobertura de nuvens visando a caracterização da variação diurna do vento em São Paulo e a identificação da penetração da brisa marítima.

PEREIRA FILHO, HALLAK E BARROS (2004) apresentaram um estudo sobre a influência do tipo de chuva nos eventos extremos ocorridos na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP) compreendendo uma análise de eventos de enchentes por meio de dados de mesoescala com ênfase aos eventos associados com a ilha de calor da RMSP e a brisa marítima. Foram analisados sessenta e cinco eventos ocorridos no período de 2000 e 2004 por meio de dados de radar meteorológico, satélite, superfície e altitude. Os autores citam que na RMSP a maioria dos episódios de enchentes está associada ao forte aquecimento diurno, convergência induzida pelo aquecimento e interação com a circulação de brisa marítima.

Os autores verificaram que mais da metade dos eventos estão associados com temperatura do ar acima de 30 °C no período da tarde. A maioria dos eventos é relacionada com temperaturas de ponto de orvalho acima de 20 °C. Em geral, há uma diminuição da umidade do ar entre o início da manhã e meio da tarde quando da chegada da frente de brisa. Esta diminuição é causada pela maior mistura vertical do ar devido à expansão da camada limite planetária pelo aquecimento radioativo diabático. Os ventos são em geral de Noroeste e Nordeste e giram para Sul e Sudeste após a penetração da frente de brisa. Esta pode ser também identificada pela mudança da tendência de baixa para alta pressão.

O núcleo de alta frequência de chuvas intensas na RMSP é até três vezes maior do que o das áreas vizinhas. Ou seja, nos casos de enchentes causadas por brisa marítima e ilha de calor há maior probabilidade de eventos extremos sobre a RMSP, especialmente sobre a região Leste da Cidade de São Paulo.

BORGES E PEREIRA FILHO (2000) analisaram as condições de superfície que antecedem chuvas convectivas na cidade de São Paulo no período de verão de 1997/1998, 1998/1999 e 1999/2000 e avaliaram o efeito da penetração da brisa marítima na evolução temporal das variáveis meteorológicas. Os resultados sugerem que o horário de penetração da brisa marítima pode determinar a intensidade da chuva convectiva. A penetração da brisa anterior ao horário de máxima temperatura pode aumentar a nebulosidade e, portanto, reduzir a radiação solar incidente na superfície, com diminuição do nível de instabilidade convectiva. Por outro lado, caso ela penetre muito mais tarde, pode haver uma redução da instabilidade convectiva devido à perda radiativa de onda longa e redução da energia solar incidente.

3.4.2. Medições de Precipitação

A precipitação é um dos principais parâmetros de entrada de um modelo hidrológico. A determinação dessas intensidades é de fundamental para a drenagem urbana, pois, em muitas metodologias, as vazões de projeto são obtidas indiretamente por modelos de transformação chuva-vazão.

Por muitos anos tem-se inferido o volume de precipitação sobre uma bacia hidrográfica por dados de interpolação espacial de pluviômetros colocados esparsamente. Atualmente muitos estudos têm sido realizados buscando novas alternativas de medição de chuvas. O radar meteorológico, por exemplo, passou a integrar o sistema de observação meteorológica sendo usado em estimativa e sistemas de previsão de inundação.

3.4.2.1. Dados Telemétricos

Como citado no Manual de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais, elaborado pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica - FCTH (2012), a aquisição de informações de precipitação passa por grandes transformações, decorrentes da modernização das tecnologias de obtenção de dados, como os radares meteorológicos e técnicas de sensoriamento remoto. Essas técnicas,

como as redes de telemetria, permitem uma abrangência significativa na caracterização dos dados de precipitação.

A chuva é um dos parâmetros hidrológicos mais difíceis de medir devido à sua grande variabilidade temporal e espacial e descontinuidade. O objetivo de um posto de medição de chuvas é o de obter uma série ininterrupta de precipitações ao longo dos anos.

No entanto, essa medição pode ser falha devido a existência de períodos sem informações ou problemas com os aparelhos de registro e/ou com o operador do posto implicando na necessidade de uma análise dos dados coletados antes de serem utilizados além de ser limitada, pois quantifica a chuva em certos pontos pré-determinados não oferecendo uma cobertura adequada e não apresentando a sua variação espacial, pois sabe-se que a precipitação é um processo dinâmico, em constante mudança na forma e intensidade à medida que passa através de uma determinada área.

3.4.2.2. Radar

O Radar (Radio Detection And Ranging) é a técnica em que se utiliza ondas eletromagnéticas para detectar e estimar a distância de um objeto ou alvo. No caso do radar meteorológico as ondas eletromagnéticas disparadas por uma antena rotativa fazendo uma varredura completa, tanto na vertical (elevação) quanto na horizontal (azimute), ao passarem por uma nuvem, podem interagir de três formas ao atingirem o alvo: absorvendo ou espalhando a energia incidente ou ainda a combinação entre as duas. Parte dessa energia gerada retorna ao radar e, sabendo-se o momento em que o feixe de onda foi emitido pelo radar e quanto tempo depois retornou, determina-se a distância do alvo ao radar. A intensidade do sinal de retorno está ligada ao tamanho e distribuição das gotas no volume iluminado pelo radar.

Segundo MARSHALL & PALMER (1948) apud ROCHA FILHO (2010), o principal produto de um radar meteorológico é a medição da precipitação. Conhecendo-se a distribuição do espectro de gotas dentro de um volume que gerou uma refletividade ao sensor ativo, pode ser estimada a taxa de precipitação.

ROCHA FILHO (2010) diz que se existe uma relação entre a dependência da refletividade do radar meteorológico com a distribuição do espectro do

tamanho de gotas, e uma relação entre a dependência da taxa de precipitação com o espectro do tamanho de gotas, determina-se diretamente a relação entre a taxa de precipitação e refletividade dos alvos iluminados. Neste estudo ele apresenta a equação

$$Z = aR^b \quad (1)$$

Onde:

Z é a refletividade ($\text{mm}^6 \text{ m}^{-3}$);

R é a taxa de precipitação (mm h^{-1});

a e b são constantes estimadas.

Na utilização de radar meteorológico para a estimativa de chuva, podem ocorrer erros devidos a vários fatores que são citados por PEREIRA FILHO (2010) tais como:

- Propagação anômala que ocorre quando um feixe de energia transmitido atinge uma camada de ar com propriedades elevadas de refração, podendo causar um desvio do feixe estimando uma precipitação fora do real;
- Evoluções convectivas com grande variabilidade vertical de espectro de gotas, podem causar uma estimativa pouco confiável da precipitação;
- Presença de velocidades ascendentes ou descendentes intensas dentro de nuvens de tempestade, fato este muito comum em células convectivas, alteram os valores de V_t das gotas. Desta forma a relação entre R e a distribuição do tamanho de gotas é alterada, e consequentemente a relação Z-R;
- Resolução espacial, a resolução do radar meteorológico pode não representar bem o fenômeno observado, principalmente se os de sub-escala. Assim a precipitação pode ser subestimada;
- Efeito de banda brilhante causa, tipicamente, uma superestimativa das medições de precipitação em radares sem multipolarização.
- Área de amostragem, enquanto um pluviômetro amostra uma área de poucos

centímetros quadrados, cada célula de amostragem do radar estima áreas da ordem de 1 km^2 . Como a precipitação é altamente variável no tempo e no espaço, a precipitação acumulada pelo testemunho de terra pode não ser significativa para toda a área de amostragem do radar e vice versa.

3.4.3. Precipitação de Projeto

A precipitação de projeto, conhecidas como precipitação extrema ou máxima é conhecida como a ocorrência extrema crítica para uma área ou bacia hidrográfica. É a precipitação que causa prejuízos quando os rios transbordam ou quando o sistema de drenagem não suporta o volume de escoamento gerado.

3.4.3.1. Intensidade Duração e Frequência

A precipitação é caracterizada pela altura pluviométrica, distribuição temporal e espacial, intensidade e frequência.

O método mais utilizado atualmente para obter a precipitação máxima utiliza as curvas Intensidade-Duração-Frequência (IDF), que devem ser deduzidas a partir das observações de chuvas ocorridas durante um período de tempo, suficientemente longo, para que seja possível considerar as frequências como probabilidades, gerando uma família de curvas intensidade-duração, uma para cada frequência, ou período de retorno.

Durante a elaboração dos projetos, as estruturas de drenagem são dimensionadas para suportar a vazão de projeto que está associada ao período de retorno adotado para cada tipo de obra, dependendo das características do projeto e dos potenciais prejuízos que traria uma eventual falha, caso a vazão superasse a vazão utilizada no dimensionamento.

O Período de Retorno (TR), expresso em anos, é uma estimativa do tempo em que um evento é igualado ou superado, em média. Pode ser definido também como o inverso da probabilidade de excedência de um determinado evento em um ano qualquer.

Essas curvas foram determinadas no Brasil para um grande número de cidades em 1958 e ainda é utilizado apesar das séries estarem desatualizadas.

Além disso, as distribuições da chuva através de pluviômetros são estimadas assumindo uma geometria espacial amarrada ao ponto do pluviômetro (KIM et. al. (2008)). Infelizmente a distribuição espacial estimada por essa técnica de estimativa tem pouca conexão com a chuva real. Essa técnica coloca um volume de chuva errado no local e tempo errado.

Teoricamente, pode-se colocar pluviômetros suficientes para eliminar completamente os erros na interpolação espacial da chuva, mas isso tem um custo muito elevado.

TUCCI (2011), por exemplo, questiona em seu blog a utilização dessas curvas sem sua atualização e ainda menciona que além da IDF são necessários vários outros estudos relacionados com a distribuição temporal e espacial da precipitação. Além dele, vários outros pesquisadores realizaram estudos mostrando a melhora na metodologia utilizando radares e sistema de informações geográficas.

3.4.3.2. Integração de dados telemétricos e Radar

Uma forma de melhorar os dados de chuvas utilizados na modelação hidrológica é recorrer à integração dos dados dos pluviômetros com os dados de sensoriamento remoto e imagens de radar. Com essa integração é possível analisar a influência da variação espacial da chuva na bacia nos eventos de inundação como pode ser visto em estudos que já vem sendo dedicado à investigação dessa influência.

KIM et. Al (2008) alerta que o uso de estimativas de precipitação de radar aliado aos modelos hidrológicos é fundamental para minimizar enchentes e o risco relacionados com o dilúvio. A força dos dados de precipitação do radar que é a capacidade de capturar informações espaciais da chuvas é a fraqueza dos dados pluviométricos. E a fraqueza dos dados de precipitação de radar, representada pela incapacidade de capturar, com precisão, as quantidades de precipitação em um único local em terra, é a força dos pluviômetros. A idéia principal do ajuste dos medidores é combinar os pontos fortes individuais dos sistemas de medição.

ROCHA FILHO (2010) observou que as vazões simuladas com um único pluviômetro próximo ao exutório da bacia do Pirajuçara foram, em geral, subestimadas por causa da falta de representatividade espacial e morfologia dos sistemas precipitantes. O estudo mostra que o radar meteorológico é uma ferramenta importante e indispensável para simulações hidrológicas com alta resolução espaço-temporal. No entanto, é precioso tomar cuidado com os erros na estimativa de precipitação, para não resultar em discrepâncias na simulação de vazão. Estas podem ser minimizadas por meio da integração dos dados de telemetria.

MOREIRA apud ROCHA FILHO (2010) realizou simulações com o modelo hidrológico IPH II para a comparação de diferentes entradas de precipitação. Os resultados indicaram que a utilização do radar resultou em uma melhora na representação espacial da chuva, porém, com relação aos picos da vazão o mesmo apresenta muitas superestimativas ou subestimativas, recomendando-se a integração dos dados de radar e pluviômetros.

Kim et.al. (2008) comparou a evolução de diferentes métodos de estimativa de precipitação, a fim de conseguir um dado de entrada correto para um modelo chuva-vazão e simular previsão de cheias usando um radar e um modelo hidrológico.

DODOV e GEORGIOU (2005) estudaram a influência da incorporação da distribuição espaço-tempo da chuva e a geomorfologia da bacia na análise da dinâmica da vazão nas bacias dos rios Chikaskia, Oklahoma e Gasconade, Missouri. Foram escolhidas duas bacias com ambientes geológicos completamente diferentes a fim de analisar o efeito do controle geológico sobre a qualidade da previsão de vazões.

Os autores alcançaram os seguintes resultados: (1) A inclusão de informações sobre chuvas melhorou a previsibilidade de vazões (até 18% no caso de Rio Chikaskia ou superior a 6% no caso do rio Gasconade), em comparação com a previsão com base em apenas dados de vazão; (2) As informações sobre a distribuição espacial da precipitação aumentaram a precisão da previsão (até 12% para o Rio Chikaskia e até 5% para Gasconade River), em comparação com a previsão com base nas chuvas médias ao longo de toda a bacia. (3) A diferença na precisão da previsão devido à informação sobre a distribuição espacial da precipitação depende das características geológicas da bacia. Isto é sugerido pelo fato de que mais melhorias foram alcançadas no caso de rio Chikaskia (aproximadamente 10-15%), enquanto que no caso de rio Gasconade a precisão da previsão é significativamente afetada pelo efeito de suavização do aquífero calcário (melhoria de aproximadamente 3-8%).

Os autores concluíram que a inclusão de informações sobre a chuva, tal como sua distribuição espacial melhorou a precisão da previsão de vazão para essas bacias e tem que ser considerada no contexto da sua relação com fatores importantes como a geomorfologia e a geologia da bacia.

JENIFFER ET. AL. (2009) indicaram que a distribuição da chuva na bacia Makanya é altamente variável se movimentada das planícies para as montanhas. A comparação dos resultados obtidos durante o estudo com os dados existentes de precipitação revelou que a metodologia melhorou a precisão de previsão em cerca de 10% sugerindo que essa metodologia deve ser melhor explorada para regiões onde há deficiência de postos pluviométricos.

3.5. DRENAGEM URBANA

O extravasamento da calha de um rio é um fenômeno natural que ocorre periodicamente devido ao excesso de água nos períodos chuvosos.

Frequentemente são utilizadas terminologias erradas para citar este fenômeno como, por exemplo, enchente, cheia, inundação e alagamento e, por isso, a seguir serão apresentadas as definições corretas de algumas palavras comumente utilizadas, e observadas na

Figura 3-10.

Figura 3-10. Esquema ilustrando a diferença entre Enchente, Inundação e Alagamento

- Enchente ou cheia: elevação temporária do nível d'água em um canal de drenagem devido ao aumento da vazão ou descarga.
- Inundação: Processo de extravasamento das águas do canal de drenagem para as áreas marginais (planície de inundação, várzea ou leito maior do rio) quando a enchente atinge cota acima do nível máximo da calha principal do rio.
- Alagamento: Acúmulo momentâneo de águas em uma dada área decorrente de deficiência do sistema de drenagem.

- Enxurrada: Escoamento superficial concentrado e com alta energia de transporte, que pode ou não estar associado a áreas de domínio dos processos fluviais.

Muitas vezes causadas pela junção da ocorrência de eventos extremos de chuvas e falta de planejamento territorial, as inundações são responsáveis, todos os anos, por milhares de mortes.

Os sistemas de drenagem são classificados em sistemas de microdrenagem, também denominados de sistemas iniciais de drenagem, e de macrodrenagem.

A microdrenagem consiste na captação da água pluvial que corre superficialmente no sistema viário, pavimentado ou não, e inclui a coleta através de sarjetas e bocas de lobo e o afastamento através de pequenas e médias galerias. Muitas vezes esses dispositivos estão obstruídos pelo lixo jogado pela população, impedindo a entrada da água no sistema de drenagem.

A macrodrenagem compreende as galerias tronco e as canalizações naturais e as artificiais que, por vezes, as substituem.

CRUZ e TUCCI (2007) citam que a urbanização descontrolada das cidades brasileiras tem provocado a ampliação dos picos e a frequência das inundações, além de criar novos pontos de alagamento localizados. Isto se deve à crescente impermeabilização do solo com aumento do volume pluvial escoado e redução de amortecimento.

O controle por trechos isolados com canalização, prática frequente no Brasil, apenas tem transferido a inundação de um ponto para outro dentro da bacia hidrográfica, com custos muitas vezes insustentáveis para o município.

O “Plano Diretor de Drenagem Urbana” tem surgido como instrumento para a gestão das inundações nas cidades. Este plano, geralmente, contempla a avaliação dos impactos do escoamento por bacia hidrográfica buscando a eliminação das inundações para um determinado risco de projeto através de medidas estruturais e não estruturais. A concepção de um projeto de macrodrenagem em uma bacia urbana, que considere o controle das inundações deve buscar a combinação do uso de reservatórios de amortecimento e aumento da capacidade de escoamento com o menor custo sem a transferência para jusante dos impactos quantitativos.

Dentre as medidas estruturais de controle do escoamento pluvial destacam-se o aumento da capacidade de infiltração da água no solo e o uso de medidas de amortecimento das vazões pluviais. Esta abordagem busca recuperar a capacidade de armazenamento perdida pela bacia urbanizada. No entanto, estes sistemas também têm sido analisados em trechos isolados.

No desenvolvimento de planos diretores verifica-se a necessidade de identificar a capacidade de escoamento, detectar locais de alagamentos e planejar obras de controle que evitem as inundações para um determinado risco. Para atingir este objetivo existem infinitas soluções possíveis que combinem reservatórios e ampliação da capacidade de drenagem, sem que a vazão para jusante da bacia seja ampliada (CRUZ e TUCCI (2007)).

3.5.1.1. Reservatórios de retenção

Uma alternativa muito utilizada para remediar o problema de inundações são os reservatórios de retenção que tem como propósito reter parte do escoamento superficial gerado durante as precipitações, devolvendo esse volume gradualmente aos córregos e rios retardando o escoamento e, conseqüentemente, a redução das vazões máximas.

Essas estruturas têm disposições e formas variadas que são definidas de acordo com as características da bacia onde serão implantadas. O “layout” é definido combinando as retenções e ampliações de redes para evitar as inundações. O modelo de chuva-vazão é utilizado para determinar as dimensões entre armazenamento e condução.

O reservatório de retenção, tem, em geral, a seguinte constituição:

- Corpo da bacia – que inclui o fundo e bermas ou taludes laterais;
- Dique de jusante – estrutura linear, cuja altura condiciona a altura máxima de retenção e onde, geralmente, se instalam os dispositivos de descarga em condições normais;
- Estrutura de controle de saída – coletores, orifícios e válvulas;
- Dispositivos de segurança (ou descarga em condições normais) – descarregador de superfície;

A estrutura de controle de saída não permite que o volume armazenado escoe totalmente em situações de forte pluviosidade, garantindo o armazenamento da água. Com o tempo, a cheia dissipa-se e a vazão que esco

é superior à que entra, diminuindo o nível na bacia até atingir a situação de equilíbrio.

De acordo com CANHOLI (2005) para projetar um reservatório de retenção estima-se os volumes a reservar tanto na fase de planejamento como na de projeto. Há ainda uma fase imediatamente anterior à de planejamento, em que o projetista se vê na posição de decidir se uma obra de retenção deve ser ou não considerada.

Embora as variáveis hidrológicas, hidráulicas e fisiográficas da bacia, e também os riscos assumidos, sejam fundamentais no processo de definição dos volumes a reservar, é interessante conhecer a ordem de grandeza que os volumes detidos podem assumir, tendo em vista a pesquisa de áreas disponíveis e as atividades preliminares de planejamento.

Deve-se considerar também que, na implantação de bacia de retenção em áreas urbanas, nem sempre o amortecimento ótimo do ponto de vista técnico e/ou econômico é possível, por causa das inúmeras restrições existentes, como disponibilidade de área, sistemas em operação da bacia, aspectos institucionais e outros.

A economia e a facilidade na operação e manutenção devem ser preocupações do projetista desde a fase de planejamento das bacias de retenção, uma vez que, desses serviços depende o desempenho geral da obra assim como a sua vida útil.

Por se tratar de um elemento que ocupa espaço, despense gastos e implica em responsabilidades, a adoção de reservatórios de retenção como estrutura de controle de enchente traz consigo um cenário de desconforto, incertezas e resistência por parte de técnicos e proprietários.

Como pode ser visto nos noticiários nos últimos anos, a ocorrência de inundação em bacias hidráulicas do município de São Paulo que já possuem reservatórios de retenção leva a adoção dessa estrutura a um questionamento de sua eficiência.

O método típico utilizado para o dimensionamento de um reservatório tem como dados de entrada o hidrograma de projeto, as características físicas do reservatório (curva cota x área x volume, níveis d'água máximo e mínimo admissíveis) e a curva (cota x vazão) da estrutura de controle de saída e, como resultado esperado, o hidrograma das vazões efluentes, os níveis d'água

atingidos na saída da bacia de detenção e o volume armazenado (CANHOLLI (2005)).

No entanto, eficiência dos reservatórios não depende apenas do volume disponível, ela também está relacionada com suas características e localização na bacia hidrográfica. Um reservatório extremamente eficiente para um determinado local da bacia pode não apresentar a mesma eficiência em outro ponto.

Em um sistema de drenagem com mais de um dispositivo de controle de cheia, a análise conjunta dos reservatórios é essencial para verificar seu desempenho global.

O Plano de Manejo de Águas Pluviais de São Paulo – PMAPS (2012) mostra um exemplo de análise da eficiência das medidas de controle. O PMASP utiliza três cenários para a cidade de São Paulo usando 3 situações de uso e ocupação do solo em épocas diferentes. Nesse exemplo o PMASP mostra quão complexa é a análise de um sistema com várias medidas de controle de cheia funcionando de forma integrada.

Este tipo de resultado, em que determinadas medidas apresentam eficiência diferentes para o pico de vazão e para o volume gerado é comum, pois a localização e o tamanho do reservatório interferem no resultado final do sistema.

CHENG e CHAU (2004) citam que há alguns anos o Sistema de Suporte a Decisão (SSD), uma ferramenta não estrutural importante para analisar alternativas de mitigação tem sido estudada para auxiliar as decisões sobre controle de inundação no mundo. Mesmo existindo muitos pacotes de software de operação de reservatórios disponíveis atualmente, um sistema integrado é ainda mais significativo em pesquisas e desenvolvimento com rápidos avanços em sensoriamento remoto e dados de satélite, sistemas de informações geográficas, gerenciamento de banco de dados, análise de modelagem hidrológica e técnicas de decisões.

FORD E KILLED (1995) apud CHENG E CHAU (2004) desenvolveram um SSD para a operação de controle de enchente na bacia do rio Trinity, Texas. O sistema inclui todo o processo de recuperação e processamento de dados de chuva e vazão para a estimativa de chuva média da bacia, atualização dos

parâmetros do modelo, previsão de escoamento e simulação de operação de reservatórios.

FANG et. al (2010) estudaram o efeito da urbanização e de bacias de retenção na vazão na bacia Little Cypress Creek, Houston, Texas. Os autores estudaram a situação da bacia em diversos cenários de mitigação a montante, jusante e no meio da bacia, avaliando o impacto de uma chuva de 100 anos. O estudo mostrou que a vazão de jusante obteve uma mitigação melhor quando a retenção do volume de chuva ocorria na cabeceira da bacia, contrariando muitas políticas existentes que consideram a bacia uniforme. Isso mostra a importância de se analisar as características geográficas da bacia na hora de tomar decisões sobre a implantação de reservatórios.

3.6. MODELOS HIDROLÓGICOS

3.6.1. Importância da modelagem hidráulico-hidrológica

Utilizados para obter relações de causa e efeito sem a realização de alguma ação sobre o modelo físico real, os modelos matemáticos e físicos estão presentes no desenvolvimento de diversas áreas do conhecimento humano, científico e das ciências naturais como na física, astronomia, biologia, agricultura e hidrologia.

Na hidrologia a simulação hidráulico-hidrológica é importante para uma melhor compreensão dos fenômenos que ocorrem em uma bacia hidrográfica, com o intuito de reproduzir o comportamento do sistema através da modelagem matemática.

Segundo COLLODEL (2009), os modelos de simulação, acompanhados do monitoramento hidrológico, apresentam-se como ferramentas eficientes para prognosticar os efeitos causados às bacias hidrográficas pelo crescimento urbano, possibilitando planejamento adequado do desenvolvimento das cidades.

3.6.2. Definição dos modelos hidrológicos

Segundo RENNÓ e SOARES (2000) um modelo pode ser considerado como uma representação simplificada da realidade, auxiliando no entendimento dos processos que a envolvem e estão sendo cada vez mais utilizados em estudos ambientais, pois ajudam a entender o impacto das mudanças no uso da terra e prever alterações futuras nos ecossistemas.

O modelo hidrológico pode ser definido como uma representação matemática do fluxo de água e seus constituintes sobre alguma parte da superfície e/ou subsuperfície terrestre.

A bacia hidrográfica é o objeto de estudo da maioria dos modelos hidrológicos, reunindo as superfícies que captam e despejam água sobre um ou mais canais de escoamento que desembocam numa única saída. Diversas abordagens podem ser consideradas na subdivisão da bacia a fim de considerar suas características espacialmente distribuídas.

TUCCI (1998) define modelo hidrológico como uma ferramenta utilizada para representar os processos que ocorrem na bacia hidrográfica e prever as consequências das diferentes ocorrências.

A modelagem hidrológica requer conhecimento aprofundado sobre o ciclo hidrológico, e conseqüentemente, sobre todos os processos físicos, que ocorrem durante uma chuva, ou seja, a própria chuva ou precipitação, a interceptação, a evapotranspiração, a infiltração e o escoamento superficial. Todos esses processos são representados através de métodos matemáticos.

A modelagem hidrológica permite verificar a consistência das informações disponíveis obtidas a partir das observações hidrológicas nas bacias hidrográficas e, com base nesses dados, os modelos hidrológicos podem ser calibrados, permitindo, por exemplo, a geração de séries sintéticas e a utilização dos modelos como ferramenta de obtenção de dados em bacias não monitoradas.

SANTOS (2009) alerta que para um modelo ser utilizado adequadamente, é preciso entender sua estrutura e limitações e calibrá-los para que reproduzam o mais próximo possível o fenômeno a ser modelado, uma vez que, devido aos métodos matemáticos utilizados para cada modelo, surge uma série de parâmetros relacionados a estes métodos, que representam as características e os processos físicos da bacia.

Quando não é possível realizar experimentos para obter os valores dos parâmetros, seja pela falta de equipamentos ou por técnicos capacitados, costuma-se utilizar os valores da literatura, através de trabalhos já realizados na bacia, ou em bacias hidrologicamente semelhantes. Entretanto, são valores de referência e nem sempre podem ser tomados como os mais indicados para uma dada região.

Um mesmo processo pode ser representado de diferentes maneiras, sendo algumas mais apropriadas para determinados casos. Nesse caso, não existe um modelo único que seja o melhor e sim aquele que melhor descreve um fenômeno. De maneira geral, um modelo é um sistema de equações e procedimentos compostos por variáveis e parâmetros. Os parâmetros mantêm seu valor inalterado durante todo o processo estudado. Assim, um parâmetro possui o mesmo valor para todos os intervalos de tempo, o que não significa que ele não possa variar espacialmente. Já as variáveis podem mudar ao longo do tempo que o modelo estiver sendo executado (RENNÓ e SOARES (2000)).

3.6.3. Classificação dos Modelos Hidrológicos

A simulação é o processo de utilização de modelo, existindo em geral três fases: calibração, validação e previsão.

A calibração ou estimativa de parâmetros é a fase de simulação em que os parâmetros são determinados. A validação é a simulação do modelo com os parâmetros estimados em que se verifica a validade do ajuste realizado e a previsão é a simulação do sistema pelo modelo com parâmetros ajustados para quantificação de suas respostas a diferentes entradas. O ajuste de parâmetros depende da disponibilidade dos dados históricos, medições da amostra e determinação da característica física do sistema.

Segundo TUCCI (1998) apud COLLODEL (2009) é possível classificar os modelos utilizados no gerenciamento dos recursos hídricos em modelos de comportamento, de otimização e de planejamento. Os modelos de comportamento descrevem o funcionamento de um sistema, prognosticando a reposta deste quando estiver sujeito a diferentes entradas, ou a modificações em suas características. Os modelos de otimização, por sua vez, são utilizados para obtenção das melhores soluções para problemas específicos da Engenharia de Recursos Hídricos. Por fim, os modelos de planejamento buscam soluções hidráulicas, hidrológicas e econômicas, englobando também considerações socioeconômicas e ambientais.

RENNÓ e SOARES (2000) descrevem que os modelos podem ser classificados de acordo com o tipo de variáveis utilizadas na modelagem (estocásticos ou determinísticos), o tipo de relações entre essas variáveis (empíricos ou conceituais), a forma de representação dos dados (discretos ou

contínuos), a existência ou não de relações espaciais (pontuais ou distribuídos), e a existência de dependência temporal (estáticos ou dinâmicos).

Ainda segundo TUCCI (1998) apud COLLODEL (2009) um modelo é considerado contínuo se os fenômenos forem representados continuamente no tempo e discreto quando as mudanças de estado ocorrerem em intervalos de tempo discretos. Normalmente, os fenômenos naturais variam continuamente no tempo, embora muitas vezes possam ser representados por modelos discretos.

3.6.4. Modelos hidrológicos

A escolha do modelo hidrológico relacionado à gestão de recursos hídricos depende de uma avaliação preliminar considerando os objetivos do estudo para o qual será utilizado, a características climáticas e físicas da bacia e do rio, a disponibilidade de dados e a familiaridade da equipe de projeto com o modelo.

COLLODEL cita os trabalhos de BRANDSTETTER (1976) e ELLIOT e TROWSDALE (2007) como exemplos de revisões críticas em análises comparativas entre diversos modelos existentes na literatura e apresenta uma tabela com um resumo das características de alguns modelos hidrológicos. Pode-se observar na Tabela 3-4 que o modelo SWMM apresenta uma melhor abrangência e flexibilidade de simulação.

Tabela 3-4. Comparação entre os Modelos Hidrológicos Existentes.

Capacidade de Simulação	Modelos				
	CHM	ILLUDAS	STORM	IPHS1	SWMM
Múltiplas sub-bacias	x	x	-	x	x
Entrada de diversos hietogramas	x	-	-	x	x
Evaporação	x	-	x	-	x
Degelo	-	x	x	-	x
Escoamento de base	x	x	-	x	x
Escoamento de superfície de áreas impermeáveis	x	x	x	x	x
Escoamento de superfície de áreas permeáveis	x	x	x	x	x
Áreas diretamente conectadas	-	x	-	-	x
Balanço Hídrico entre eventos	x	-	x	x	x
Escoamento em sarjetas	x	x	x	-	x
Propagação em galerias	x	x	x	x	x
Múltiplas seções transversais	-	-	-	-	x
Escoamento sob pressão	-	-	-	-	x
Derivação	-	x	x	x	x

Estações-elevatórias	-	X	-	-	X
Armazenamento	-	X	X	X	X
Cálculo de nível	-	X	-	X	X
Cálculo de velocidades	-	X	-	X	X
Simulação contínua	-	-	X	X	X
Escolha do passo de tempo	X	X	-	X	X
Cálculo de projetos	X	X	-	X	X
Código computacional disponível	X	X	X	X	X

x: Permite a simulação

-: Não permite a simulação

Fonte: MACHADO (1981) E VIESSMAN & LEWIS (2002), modificado por COLLODEL (2006).

3.6.5. SWMM

O *Storm Water Management Model* (SWMM) é um modelo dinâmico de chuva-vazão utilizado para um único evento chuvoso ou de longo prazo (contínuo) simulando a quantidade e a qualidade do escoamento superficial especialmente de áreas urbanas. O componente relativo ao escoamento do SWMM opera sobre um conjunto de sub-bacias que recebem a precipitação e geram escoamento e cargas poluentes. O componente do transporte hidráulico do SWMM transporta este escoamento através de um sistema de tubos, canais, dispositivos de armazenamento/tratamento, bombas e reguladores. O SWMM controla a quantidade e qualidade do escoamento gerado no interior de cada sub-bacias e a vazão, a altura de escoamento, e a qualidade da água em cada tubo e canal durante um período de simulação com vários intervalos de tempo (ROSSMAN (2010)).

SWMM foi desenvolvido pela primeira vez em 1971 e desde então passou por várias atualizações importantes. O programa continua a ser amplamente utilizado em todo o mundo para o planejamento, análise e projetos relacionados ao escoamento de águas pluviais, sistema de coletas de águas residuárias separadas ou combinadas, e outros sistemas de drenagem em áreas urbanas, com muitas aplicações também tem áreas não urbanas.

HUBER e DICKINSON (1992) apud GARCIA e PAIVA (2006) apresentaram a estrutura do modelo em nove módulos ou blocos, sendo quatro módulos computacionais e cinco módulos de serviços, além do módulo executivo.

O bloco “Runoff” refere-se à transformação de chuva em vazão, o bloco “Transport”, ao transporte na rede de drenagem segundo o conceito da onda

cinemática, o bloco “Extran” à modelação hidrodinâmica em condutos e canais e o bloco “Storage/Treatment” à qualidade das águas.

A literatura apresenta diversos estudos realizados aplicando o Storm Water Management Model (SWMM).

HSU, CHEN e CHANG (2000) apud COLLODEL (2009) combinaram o SWMM a um modelo bidimensional com o intuito de simular uma inundação devido à sobrecarga de vazão em Taipei, Taiwan. Para a realização do estudo foi selecionado um evento ocorrido em 1998 que ocasionou sérios problemas de inundação à cidade. O SWMM foi adotado para calcular o escoamento através do sistema de águas pluviais e os hidrogramas referentes às bocas-de-lobo afetadas pela vazão excedente à capacidade do sistema. Para obter informações detalhadas sobre as zonas de inundação foi utilizado o modelo bidimensional de escoamento superficial difusivo. Os resultados obtidos revelam que grande parte das regiões inundadas pôde ser satisfatoriamente simulada. O trabalho apresentado pelos autores pode auxiliar as autoridades a prevenir danos devidos às inundações, reprojetoando e aumentando a capacidade de drenagem dos sistemas de águas pluviais. O modelo também pode ser aplicado para mapear o potencial de inundações visando estabelecer medidas de mitigação para o controle de cheias.

CAMORANI, CASTELLARIN e BRATH (2005) analisaram o efeito do uso do solo sobre a frequência das inundações de uma bacia de 76 km² localizada na planície do rio Pó, perto da cidade de Bolonha (norte da Itália) implantando o SWMM para três cenários de uso do solo (1955, 1980 e 1992) e analisando o comportamento hidráulico-hidrológico da área de estudo para vários eventos de chuva associados com intervalos de recorrência diferentes.

O resultado do estudo mostrou uma sensibilidade bastante significativa para o regime de frequência de cheias para mudanças dos usos da terra, e a sensibilidade tende a aumentar à medida que o intervalo de recorrência dos eventos de precipitação diminui.

GARCIA e PAIVA (2006) utilizaram o SWMM para monitorar e modelar a bacia hidrográfica do Arroio Cancela (RS), estudando a sensibilidade dos parâmetros e da influência do grau de discretização da bacia na simulação de eventos e analisando as mudanças ocorridas nos hidrogramas de cheia causadas pelo processo de urbanização.

O modelo SWMM apresentou bons resultados na simulação dos eventos através da calibração de seus parâmetros, para a bacia hidrográfica do Arroio Cancela. A qualidade da calibração dos eventos pode ser representada pelo coeficiente de correlação R, com um valor médio de 0,95. O erro médio encontrado para vazão de pico e volume escoado foi de 3,5% e 10,6%, respectivamente, para os eventos simulados.

Constatou-se que as maiores modificações nos hidrogramas de cheia ocorreram com o período de maior taxa de impermeabilização, indicando os impactos do processo de urbanização sobre a vazão de pico e volume escoado.

KIM et al. (2007) integraram o SWMM a um sistema de informações urbanas e bem como a uma rede de sensores e a um sistema de informação geográfica criando um sistema para fornecer informações de caminamento, bem como áreas e ruas inundadas, além de desenvolver um mapa de visualização para integrar tempo real e dados geográficos com informações de drenagem, fornecendo detalhes de ocorrências de inundação de acordo com a localização dos usuários.

DENAULT, MILLAR e LENCE (2009) desenvolveram um estudo para verificar se as mudanças no ciclo hidrológico afetam as estruturas de drenagem, através de inundações, já que os elementos de microdrenagem são projetados para suportar vazões limitadas. Foram examinados os impactos potenciais causados pelo futuro aumento da intensidade das chuvas de curta duração sobre a infraestrutura urbana de uma bacia hidrográfica do Canadá, com 4,4 km² de área de drenagem, sendo aproximadamente 45% impermeável. O SWMM foi utilizado para avaliar os efeitos desse aumento sobre as vazões de pico consideradas nos projetos e a necessidade de expansão da capacidade das estruturas de drenagem. Cenários de precipitação foram criados para 2020 e 2050, a partir de análises de regressão linear das séries anuais máximas de curta duração e utilizadas como dados de entrada para o modelo.

Os resultados mostraram que, para a bacia em estudo, as mudanças hipotéticas do ciclo hidrológico não deverão causar impactos expressivos sobre a infraestrutura de drenagem, já que esta apresentou capacidade suficiente para suportar os volumes de água futuros previstos. Porém, essa conclusão não pode ser estendida a outras bacias hidrográficas sem a prévia realização de estudo adequado.

3.6.6. Cenarização

O estudo de cenários como auxílio na tomada de decisão de projetos de sistema de drenagem é uma metodologia que vem sendo amplamente utilizado. É um processo pelo qual se escolhe uma ação baseada na combinação da análise de diversos fatores que implicam na geração de um problema com a proposta de diversas soluções viáveis para a mitigação dos mesmos.

As verificações de cenários diferentes apresentam hipóteses com pontos positivos e negativos que devem ser discutidos na busca do caminho mais adequado em uma determinada circunstância levando-se em conta a possibilidade de implantação de uma estrutura, sua eficiência, custos, limitações, etc.

Esse processo exige descrições corretas e consistentes das situações futuras possíveis, apresentando condicionantes do caminho entre a situação atual e cada cenário futuro, destacando os valores relevantes às decisões a serem tomadas.

Após a destruição da cidade de New Orleans pelo furacão Hurricane, a equipe de engenheiros do U.S. Army Corps of Engineer utilizou a metodologia criada pelo U.S. Department of Homeland Security a reconstrução da cidade.

A metodologia, segundo documento Joint Probability – Optimal Sampling Method for Tropical Storm Surge Frequency Analysis criado pela FEMA (2012), avaliou construiu 1296 cenários hipotéticos de chuva com todas as combinações possíveis.

Primeiro, os pesquisadores desenvolveram a distribuição de probabilidades para cada parâmetro de tempestade. Depois estabeleceram a taxa global de ocorrência de tempestade no espaço e no tempo (unidade de medida: precipitação por milha por ano) e subdividiram a distribuição cada distribuição em grupos (combinados em parâmetros de chuva, tais como, pressão, raio, velocidade, ângulo e seus pesos). Após esses passos, pesquisadores criaram 1296 cenários hipotéticos de chuvas que foram simulados, cada um, em várias faixas com a finalidade de atingir todos os pontos da área de estudo.

Para cada precipitação foi determinada uma taxa de ocorrência correspondente que é um produto entre a da taxa global de ocorrência e cada faixa simulada é representada todas as possibilidades que podem ocorrer sobre uma zona que compreende a faixa em questão e metade de cada faixa ao lado.

Verificou-se que uma faixa com espaçamento igual ao raio de ventos máximos proporciona bons resultados e que dez ou mais faixas por tempestades pode ser necessária. Dessa forma, o número de simulações passa a ser 10×1296 .

Foram selecionados locais alvos para formular hidrogramas (taxas de ocorrência x altura da onda) com a finalidade de realizar a análise estatística e a tentativa de um mapeamento. Para cada ponto encontrados os valores máximos e mínimos das taxas baseados nos hidrogramas de todos os cenários. O resultado foi uma estimativa da distribuição cumulativa da onda.

Após esses passos, as diretrizes a serem seguidas incluem, por exemplo, uma discussão sobre ajustes nas estatísticas da onda para explicar pequenos fatores desconsiderados, tratamento de problemas especiais, como grandes marés e combinação com eventos independentes, e assim por diante.

A partir dessa análise a equipe de engenheiros do U.S. Army Corps of Engineer pode tomar decisões a respeito da reconstrução da cidade.

KUSUMASTUI, STRUTHERS e REYNOLDS (2007) também utilizaram cenários para estudar o efeito dos limites (máximos e mínimos) dos parâmetros de uma bacia sobre o comportamento do escoamento e, especificamente seu impacto sobre a frequência das cheias. Os cenários foram baseados na variabilidade da precipitação considerando cada evento sazonal de precipitação, e eventos raros, tais como ciclones de verão, e a combinação dos dois. Como resultado verificaram a importância dos limites na frequência de inundação que, associados a análise do comportamento dos eventos de precipitação na bacia, afetam a ocorrência e a magnitude das inundações.

SLUTZMAN e SMITH (2006) utilizaram cenários para avaliar o desempenho dos sistemas de controle de inundações na bacia do condado de Chester, Pensilvânia. O modelo simulou a resposta de inundação da bacia com e sem as estruturas de controle. O resultado mostrou que as estruturas de controle mitigou os riscos de inundação em um grau maior do que o esperado pelos estudos concluídos antes da construção.

4. METODOLOGIA

4.1. O MODELO HIDROLÓGICO

Para criar um método para avaliar a eficiência dos reservatórios de uma bacia foi utilizado um modelo hidrológico para simular uma bacia existente.

O PCSWMM é um modelo hidrológico que foi adaptado do EPA SWMM5 pela CHI Water Int. Ele apresenta um pacote completo de modelagem do sistema de drenagem urbana, sem limitação de tamanho, modelo ou complexidade. O modelo contém um sistema GIS completo (sem necessitar software de terceiros) adaptado para a modelagem de drenagem urbana que suporta a maioria das projeções, datums e elipsóides, proporciona interação com um grande número de formatos de GIS, bem como operações topológicas.

A interface criada pela CHI fornece versões avançadas de todos os padrões de drenagem urbana técnicas de visualização de modelagem, incluindo a animação do perfil hidráulico e perfis da linha de energia, o plano de visão de renderização estática e temporal.

Além disso, é possível criar cenários de estudos no modelo considerando situações precipitações críticas, auxiliando no gerenciamento dos recursos hídricos.

No modelo serão introduzidos os dados de entrada do sistema existente da bacia em estudo, conforme apresentado no fluxograma da Figura 4-1.

A partir das curvas geradas pelo modelo hidrológico é possível analisar as estruturas existentes, por exemplo, calculando a eficiência dos reservatórios baseados nos resultados encontrados para vários eventos e compará-los. Da mesma forma, é possível avaliar a implantação de novas estruturas no sistema para melhorá-lo.

Figura 4-1. Fluxograma do Modelo Hidrológico

4.2. CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDRÁULICA EM ESTUDO.

4.2.1. Localização

A bacia hidrográfica do Córrego Aricanduva, afluente da margem esquerda do Rio Tietê, na altura da Penha, zona leste da RMSP é uma das principais bacias urbanas da cidade de São Paulo. Com uma área de drenagem de aproximadamente 100 km², percorrendo os distritos de Tatuapé, Vila Formosa, Arthur Alvim, São Mateus, Vila Matilde, Penha, Cidade Líder, Parque do Carmo, Aricanduva, Sapopemba, São Rafael, Iguatemi, José Bonifácio, como pode ser visto na Figura 4-2, ainda possui parte das áreas de cabeceiras relativamente pouco ocupadas, observando-se a presença de manchas de vegetação importantes.

Figura 4-2. Localização da bacia do Rio Aricanduva

O principal rio da bacia é o Córrego Aricanduva, afluente da margem esquerda do Rio Tietê e tem suas nascentes próximas ao município de Mauá e possui os seguintes afluentes: Córregos Inhumas, dos Machados, Rincão, Taboão, Caguaçu, Limoeiro, Taubaté, Rapadura, Tapera e Tatuapé.

4.2.2. Urbanização da bacia do Rio Aricanduva

Com uma das maiores densidades demográficas de São Paulo, a região do Aricanduva perdeu ao longo das últimas duas décadas mais de 50% das áreas permeáveis, dificultando a infiltração da água no solo, aumentando a velocidade de escoamento na superfície e o volume de água no córrego acima da capacidade, o que provocou episódios de inundações (Plano Diretor Estratégico - PDE (2012)). Os cursos médio e inferior do Córrego Aricanduva já se situam em áreas mais densamente ocupadas, que geram cheias de grande magnitude até o seu desemboque no Rio Tietê, pois em épocas de chuva o córrego recebe um volume de água acima da capacidade de sua calha, com alagamento de trechos de vias e áreas urbanas.

Como pode ser observado na Tabela 4-1. População nos Anos de Levantamento Censitário dos distritos do **município de São Paulo que englobam a bacia do Rio Aricanduva**, a população nos distritos que englobam a bacia do Rio Aricanduva aumentou significativamente desde a década de 50.

Tabela 4-1. População nos Anos de Levantamento Censitário dos distritos do município de São Paulo que englobam a bacia do Rio Aricanduva

Distritos Municipais	População					
	1950	1960	1970	1980	1991	2000
Aricanduva	32,318	58,076	81,577	92,790	96,512	94,813
Carrão	34,556	62,098	87,228	99,218	87,336	78,175
Vila Formosa	45,557	74,404	96,727	106,108	97,940	93,850
Cidade Tiradentes	599	1,418	4,296	8,603	96,281	190,657
Cidade Líder	7,254	15,064	38,420	70,508	97,370	116,841
José Bonifácio	1,188	2,706	11,313	24,049	103,712	107,082
Parque do Carmo	1,733	3,949	16,511	35,099	54,743	64,067
Tatuapé	34,122	60,493	83,277	89,389	81,840	79,381
Artur Alvim	16,549	35,396	68,637	107,130	118,531	111,210
Penha	55,507	96,315	127,642	140,213	133,006	124,292
Vila Matilde	19,464	40,010	74,363	117,530	109,023	102,935
Iguatemi	1,695	3,882	15,620	32,595	59,820	101,780
São Mateus	25,106	47,833	86,045	118,421	150,764	154,850
São Rafael	2,785	6,107	32,751	70,443	89,862	125,088
Sapopemba	20,806	44,326	107,192	178,989	257,617	282,239

Fonte Site Prefeitura Municipal de São Paulo

(http://sempla.prefeitura.sp.gov.br/historico/tabelas/pop_dist.php)

IBGE – Censos Demográficos, 1950, 1960, 1970, 1980, 1991, 2000

Sinopses Preliminares dos Censos Demográficos de 1950 e 1960

Sempla/Dipro - Retroestimativas e Recomposição dos Distritos para os anos 1950, 1960 e 1970

SILVA (2010) cita que o sistema viário e o desaparecimento das áreas de várzeas e margens devido à ocupação na região do Aricanduva comprometem totalmente a capacidade de se conter as águas de forma natural.

A expansão da região da bacia do Aricanduva ocorreu de forma intensa e desordenada, sem respeitar as características geológico-geotécnica dos terrenos, tomando um rumo em direção às áreas das cabeceiras das bacias, onde as declividades são mais acentuadas e, na grande maioria dos casos, o terreno é bastante suscetível à erosão. Com a urbanização, as várzeas das cabeceiras da Bacia estão totalmente ameaçadas de ocupação, embora nessa região ainda sobre espaços verdes, mas que não são protegidos e, como consequência, extremamente suscetíveis à ocupação desordenada. (SILVA (2010)).

Figura 4-3 Figura 4-3 apresenta o uso e ocupação do solo na bacia. A partir desses dados foi calculado o valor do CN para cada sub-bacia. Esses valores serão apresentados no item 4.4.

Figura 4-3. Uso e Ocupação do Solo

4.2.3. Vegetação

Figura 4-4. Áreas de vegetação existentes na bacia

Por ser uma área extremamente urbanizada, existe pouca cobertura vegetal tanto original como antrópica. Os Parques do Carmo e de Sapopemba e o Morro do Cruzeiro são áreas significativas de vegetação e, conseqüentemente, de permeabilização do solo. A Área de Proteção Ambiental do Carmo – onde se situa o Parque do Carmo e o Parque Sapopemba – ainda apresenta vegetação original.

A cabeceira da bacia ainda não foi totalmente urbanizada e também apresenta uma área de vegetação significativa

4.2.4. Georreferenciamento

Os dados topográficos são fonte de parâmetros importantes na análise de bacias hidrográficas. As bases topográficas, aliadas ao uso de Sistema de Informação Geográfica (SIG), têm sido utilizadas com a finalidade de extração de variáveis topográficas para análise de dados e integração com modelos de simulação hidrológicos.

A superfície do terreno pode ser modelada digitalmente, através de modelos matemáticos, a partir de dados de altitude adquiridos em mapas topográficos, técnicas de aerofotogrametria ou em imagens de satélites. O Modelo Digital de Terreno (MDT) é uma representação matemática contínua da

distribuição espacial das variações de altitude numa área. O MDT serve de base para a bacia de estudo fornecendo parâmetros necessários para a simulação como área e perímetro da bacia e das sub-bacias, declividade do terreno, o caminhamento do sistema de drenagem, entre outros.

O MDT da bacia do Aricanduva utilizado neste estudo foi elaborado a partir do Mapa Digital da Cidade fornecido pela Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) à FCTH.

Com aproximadamente 100 km², a bacia do Córrego Aricanduva possui um relevo heterogêneo ao longo da mesma. As nascentes estão localizadas na parte mais alta da bacia, uma região susceptível a erosão como cita SILVA (2010), além de estar localizada na região de maior declividade. A medida que o córrego se aproxima da foz, a bacia vai ficando mais plana, com declividades muito baixas.

SILVA (2010) cita em seu estudo que a bacia do Córrego Aricanduva apresenta forte atividade erosiva devido ao tipo de solo e relevo.

Os dados utilizados para gerar o MDT passaram por procedimentos de consolidação e consistência para evitar problemas relacionados a possíveis falhas e descontinuidade das informações. Além das correções de cotas, hidrografia definida no Plano Diretor de Drenagem e Manejo de Águas Pluviais do Município de São Paulo (2013) elaborado pela FCTH foi utilizada para refinar o MDT. Foram considerados apenas os canais abertos, tomando-se o cuidado de verificar e corrigir os sentidos das linhas que devem estar direcionados da montante para jusante.

Os arquivos foram reprojatados para o sistema SIRGAS 2000 UTM 23S (Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas) que é o sistema de referência geodésico de acordo com a recomendação do IBGE para compatibilizar as informações brasileiras.

Para criar o MDT através dos insumos acima citados foi utilizada uma ferramenta do ArcGis denominada “Topo to Raster”, que, a partir dos shapefiles carregados determina quais representam as características conhecidas do terreno para a geração do MDT. A ferramenta processa a informação seguindo as condições de contorno pré-estabelecidas gerando o MDT e o resultado pode ser visto na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Figura 4-5. Modelo Digital de Terreno

Como discutido anteriormente, as características geomorfológicas das sub-bacias têm influência sobre o escoamento gerado pela precipitação. Levá-las em conta em estudos sobre o desempenho do sistema de drenagem aproxima a simulação das condições reais de fluxo.

O efeito da topografia sobre o escoamento superficial é sentido através da declividade da bacia, presença de depressões acumuladoras na superfície, assim como o traçado e a declividade dos cursos d'água.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta o MDT da bacia o córrego Aricanduva em 3D. Como pode ser visto, as sub-bacias de cabeceira têm declividades maiores dos que as de jusante, influenciando na velocidade do escoamento.

Figura 4-6. Modelo digital de Terreno da Bacia do Aricanduva em 3D com os reservatórios existentes na bacia

Na maioria das vezes os modelos utilizados para o cálculo da vazão nos estudos de implantação dos reservatórios levam em consideração a declividade média do talvegue para calcular a velocidade do escoamento. Essa declividade média não considera a declividade média do terreno da bacia, como por exemplo, os trechos de cabeceira do Córrego Aricanduva que estão encaixados num terreno de alta declividade.

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é definido como o tempo de percurso da água desde o ponto mais afastado da bacia até a seção de interesse, a partir do instante de início da precipitação. É preciso levar em conta que a dispersão entre os tempos de concentração obtidos pelos diversos métodos de cálculo é muito grande, e, conseqüentemente as vazões de pico dos hidrogramas de projeto podem apresentar variações sensíveis dada a grande influência do tempo de concentração nos valores desses picos.

Figura 4-7. Tempos de Concentração para diferentes declividades

Bacias íngremes produzem escoamento superficial mais rápido e mais volumoso, com menor infiltração, como pode ser observado na Figura 4-7. Os reservatórios maiores, RAR I, RAR II, RAR III (seu projeto considera uma 2ª fase de construção com a ampliação do volume), RLI e RCG estão localizados na porção montante da bacia, região com a maior declividade. Se no projeto a declividade considerada foi a média do talvegue, a vazão de pico pode estar subestimada (vide curva $Q_{>S}$, onde S é a declividade).

Isso pode influenciar tanto no cálculo do volume do reservatório quanto no cálculo da descarga acarretando em baixas eficiências dos reservatórios.

O contrário também é possível. Se o reservatório estiver localizado nos trechos onde a declividade for menor do que a declividade média, o reservatório pode estar superestimado. Neste caso, esse erro pode causar impacto nos custos de implantação, como por exemplo, custo com desapropriação, que poderiam ser minimizados. A declividade obtida pelo MDT é calculada através de softwares de Sistema de Informação Geográfica, conforme apresentado no item 4.4. Um dos principais parâmetros de uma bacia hidrográfica, é um dado de entrada do modelo PCSWMM para calcular o escoamento superficial gerado pela chuva. Quanto maior a divisão da bacia, melhor o cálculo da velocidade do escoamento ao longo da bacia. O MDT também pode ser adicionado como um shape no modelo para auxiliar no desenho do sistema de drenagem e para gerar manchas de inundação. Clima

De acordo com a classificação climática de Köppen, a bacia do Córrego Aricanduva está localizada numa área em que o clima é o Cwa: tropical de altitude, com inverno seco e verão quente (Fonte: CEPAGRI – Centro de

Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicada a Agricultura). A estação chuvosa ocorre entre outubro e março e a estação seca entre abril e setembro.

Como já citado na revisão bibliográfica, na cidade de São Paulo, as inversões térmicas e a presença do fenômeno denominado ilha de calor urbano constituem sérios agravantes. SILVA (2010) cita que na área da Bacia do Aricanduva forma-se o fenômeno da ilha de calor com pátios confinados sem vegetação.

Pode-se notar na Figura 4-8 que as temperaturas mais altas na bacia do Córrego Aricanduva estão na região de maior concentração de construções, ou seja, a área mais impermeabilizada e mais susceptível a inundações.

Figura 4-8. Temperatura Aparente da Superfície na região do córrego Aricanduva no dia 03/09/1999. (Fonte: Atlas Ambiental do Município de São Paulo)

4.3. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE

A canalização do Córrego Aricanduva iniciou-se na década de 1970, nas proximidades do desemboque no rio Tietê, com paredes de concreto a céu aberto desde a marginal do Tietê até a altura da Avenida Itaquera, próximo à foz do córrego Taboão. Na década de 1980 a canalização prosseguiu em direção a montante, com paredes de gabião até as proximidades da Avenida Ragueb Chohfi (CANHOLI (2005)).

A partir da Avenida Radial Leste em direção a montante, foram implantadas vias laterais de fundo de vale, que afluem à Avenida Aricanduva, até a ligação com a Avenida Ragueb Chohfi. Esta avenida constitui importante artéria viária

da zona leste, pois permite a ligação com as rodovias Fernão Dias, Dutra e com as marginais do Tietê. Importantes centros comerciais encontram-se nela instalados, bem como conjuntos de edifícios residenciais.

O registro de inundações no vale do Aricanduva coincide com a canalização do córrego e o consequente adensamento de suas áreas ribeirinhas, que vieram a suprimir suas várzeas. A canalização dos afluentes principais, apesar de beneficiar seus respectivos vales, sobrecarregou o Córrego Aricanduva, pelo grande incremento nos picos de vazão, decorrente da aceleração do escoamento. As Figura 4-9 e Figura 4-10 apresentam imagens de eventos de transbordamento do córrego e suas consequências e notícias de alguns eventos.

Figura 4-9. Situações de Alagamento em dia de eventos críticos (Fonte: Estado de São Paulo, Folha de São Paulo, G1)

Figura 4-10. Notícias sobre os alagamentos constantes e piscinões do Córrego Aricanduva (Fonte: O Estado de São Paulo)

Devido aos sérios problemas de inundação verificados, em meados da década de 1990, a Prefeitura de São Paulo iniciou a primeira fase de melhorias para diminuir as inundações implantando piscinões no terço superior da bacia, denominado Alto Aricanduva. Nessa etapa, cinco reservatórios de controle de cheias, três no curso principal, um no afluente Caguaçú e um no afluente Limoeiro foram projetados. A implantação desse programa sofreu diversas interrupções, tendo sido finalizado pela PMSP/Siurb.

Na segunda fase, foram implantados mais 3 piscinões, Rincão e Inhumas, localizados nos afluentes com os mesmos nomes, e Aricanduva V, localizado no córrego Aricanduva, próximo aos Shopping Aricanduva, além do alargamento da calha num trecho com extensão de 4.420 metros em formato trapezoidal, entre a av. dos Latinos e as proximidades da Rua Amorim Vieira e Av. Ragueb Chohfi.

Figura 4-11 mostra a localização dos 8 reservatórios implantados na bacia. As dimensões e estruturas dos reservatórios estão apresentadas no Anexo.

Figura 4-11. Reservatórios da Bacia do Córrego Aricanduva

Ao longo do vale do córrego Aricanduva, após a implantação da canalização e das vias marginais, na década de 1970, algumas áreas ribeirinhas permaneceram em cotas bastante inferiores às das pistas. Por terem a drenagem ligada diretamente ao Córrego Aricanduva, essas áreas são frequentemente submetidas a inundações, muitas vezes por refluxo, mesmo antes do extravasamento do canal. Para contornar esse problema foi construído um sistema de polders (apesar do projeto conter nove polders, apenas cinco estão implantados). O conceito empregado na elaboração desse projeto consistiu em deixar que as galerias de drenagem provenientes das partes altas dessas sub-bacias fossem isoladas, no trecho em que atravessam as áreas baixas inundáveis, mediante desligamento dos condutos de ligação com as bocas de lobo e o tamponamento dos poços de visita. A microdrenagem das áreas baixas foi redirecionada os tanques de reservação, dotados de válvulas de retenção. Ou seja, o deságue no Córrego Aricanduva só ocorre para níveis d'água baixos no canal.

4.4. DADOS DE ENTRADA DO MODELO HIDROLÓGICO

O modelo SWMM caracteriza um sistema de drenagem como uma série de fluxo de água divididos em grupos (James, Rossman, James (2010)) tais como:

- Atmosfera: grupo onde a **Precipitação** é transformada na vazão que será aplicada ao grupo da Superfície

- Superfície: grupo representado pelas características da **Bacia**. Recebe a precipitação como dado de entrada e a transforma em escoamento superficial e sub-superficial como dado de saída.
- Águas Subterrâneas: a infiltração gerada no grupo Superfície é transferida para a porção subterrânea do grupo Transporte caracterizando os **Aquíferos**. Não se aplica a este estudo.
- Transporte: contém a rede de drenagem e as unidades de controle que transportam a água para o exutório da bacia. No modelo é representado pelos **Nós e Condutos**.

4.4.1. Precipitação

Os dados de precipitação foram coletados pelo Radar Meteorológico de Ponte Nova, operado pela FCTH que está localizado no município de Biritiba-Mirim (São Paulo), na barragem de Ponte Nova, cabeceira do Rio Tietê. O radar banda S possui uma resolução espacial horizontal padrão de 2 x 2 km, com raio de alcance quantitativo de 240 Km. Pode-se chegar a resolução máxima de 1 x 1 Km, com alcance de 120 km. A resolução espacial vertical possui 18 níveis de amostragem, distribuída entre as alturas de 1,5 e 18 km (PEREIRA FILHO (2010)). Para este estudo foi considerada a resolução de 1 x 1 km.

Os dados de chuva se apresentam em uma escala colorimétrica, quanto mais intensa a cor, mais intensa é a chuva. O radar possui uma resolução temporal constante de cinco minutos em modo chuva e os dados (volume scans) são transmitidos para a central de processamento no SAISP por meio de uma linha privada de comunicação, onde são processados para geração de produtos. (PEREIRA FILHO (2010)).

A transformação (refletividade x precipitação - relação Z x R) adotada foi:

$$Z = 200R^{1.6}$$

onde Z é refletividade e R é intensidade de chuva em mm/hora.

Os dados de integração utilizados neste estudo foram disponibilizados pelo SAISP.

Para o presente estudo foram considerados os dados de precipitação obtidos através dos dados integrados do radar e da rede telemétrica. Com esses

dados é possível analisar a influência da variação espaço-tempo da precipitação na bacia.

Os dados de telemetria utilizados fazem parte da Rede Telemétrica operada pelo Sistema de Alerta operada pelo Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo (SAISP). A bacia possui atualmente 11 postos telemétricos sendo que apenas 6 são pluviométricos. Os postos pluviométricos estão representados pela cor vermelha na

Figura 4-12.

Figura 4-12. Postos Telemétricos da Bacia do Aricanduva

Para este estudo foram escolhidos os meses de Dezembro/2009, Janeiro/2010, Dezembro/2010, Janeiro/2011, pois observou-se um grande volume de precipitação no Município de São Paulo nesses meses, acarretando inúmeros alagamentos na cidade, inclusive na bacia do Córrego Aricanduva. Nesse período o único posto instalado com dados é o posto P 254, localizado próximo ao Shopping Aricanduva.

Como dado de entrada do Modelo SWMM a precipitação pode ser uma série de tempo definida pelo usuário ou partir de um arquivo externo (JAMES, ROSSMAN, JAMES (2010)). Os principais parâmetros de entrada incluem: tipos de dados de precipitação (intensidade, volume ou volume acumulado); intervalo de gravação de tempo e fonte de dados de precipitação (série temporal de entrada ou arquivo externo).

No presente estudo foi utilizado um shape gerado pelo radar para cada mês vinculado a um arquivo *.tsf com o mesmo nome com a série temporal de cada

quadrícula. A Figura 4-13, as quadrículas do radar sobre a bacia em estudo representada no modelo.

Figura 4-13. Shape da precipitação no modelo PCSWMM

A precipitação correspondente a cada sub-bacia é calculada pelo modelo PCWMM através da ferramenta *Rain Gages*.

Figura 4-14. Cálculo da chuva calculada para cada sub-bacia através da ferramenta *Rain Gages*

Essa ferramenta, como pode ser visto na Figura 4-14, calcula a chuva de cada sub-bacia considerando as quadrículas que a abrangem. Como exemplo, a sub-bacia AR_01 é coberta por 10 quadrículas. O gráfico de pizza apresenta a porcentagem correspondente de cada quadrícula na sub-bacia. A chuva de cada quadrícula é ponderada por essa porcentagem resultando num hidrogramas para

a AR_01 (ao lado do gráfico de pizza). Dessa forma, modelo gera um hidrograma para cada sub-bacia.

4.4.2. Bacia

Para a execução do presente estudo foi utilizado o cadastro existente do sistema de drenagem implantado atualmente (projetos, relatórios, estudos ambientais e planos diretores), material fornecido pela Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) à FCTH, complementados por informações disponíveis em estudos realizados na região, como fonte de dados para alimentar o modelo hidrológico elaborado no PCSWMM e realizar a simulação do sistema existente. Algumas dimensões não encontradas nos cadastros foram medidas “in loco” durante visita de campo.

Figura 4-15. Divisão das Sub-bacias

As sub-bacias são unidades hidrológicas cuja a topografia e os elementos do sistema de drenagem escoam o volume gerado superficialmente a um único ponto de descarga. É aconselhável uma divisão da área de estudo em um número apropriado de sub-bacias por possuírem enorme diversidade espacial. Para representar essa heterogeneidade durante a modelagem e melhorar sua precisão a bacia foi dividida em sub-bacias de acordo com os pontos de interesse, tais como infraestrutura de drenagem existente, caso deste estudo, as estruturas de contenção de cheias, ocupação do solo, áreas de contribuição, pontos de controle de precipitação e vazão, onde já estão instalados postos

pluviométricos, fluviométricos ou ambos. Essa divisão pode ser feita a partir do MDT e é apresentada na Figura 4-15.

O fluxo de escoamento da sub-bacia será encaminhado para seu outfall (exutório) e lançado na sub-bacia a jusante.

As áreas das sub-bacias e os perímetros foram determinados através do aplicativo ArcGis. As larguras foram estimadas através da relação entre a área e o valor médio dos comprimentos máximos de escoamento superficial.

As sub-bacias podem ser divididas em sub-áreas com superfícies permeáveis e impermeáveis, como pode ser observado na Figura 4-16. O escoamento pode infiltrar-se na zona superior do solo, na subárea permeável (A2), mas não através da subárea impermeável (A1 e A3) (JAMES, ROSSMAN, JAMES (2010)).

Figura 4-16. Áreas impermeáveis e permeáveis (Fonte: JAMES, ROSSMAN, JAMES (2010))

A área impermeável ainda pode ser dividida em duas: aquela que contém o armazenamento em depressão (A3) e o outro não (A1).

O coeficiente de Manning das áreas permeáveis e impermeáveis utilizados foi estimado através de tabelas disponíveis na literatura.

Para o cálculo da infiltração da chuva neste modelo foi utilizado o método de Infiltração CN, cujos valores foram estimados através do uso e ocupação do solo e validados de acordo com o Manual de Drenagem.

Com base no MDT foi possível calcular a declividade média das sub-bacias criando um arquivo *raster*, utilizando a ferramenta “*Zonal Statistics a Table*” do

ArcGis, Os valores de declividade média em cada pixel do arquivo gerado estão em graus e foram convertidos em porcentagem e o resultado pode ser visto na Figura 4-17.

Figura 4-17. Declividade média das Sub-bacias do Córrego Aricanduva

A Tabela 4-2 apresenta os parâmetros das sub-bacias utilizados neste estudo .

Tabela 4-2. Parâmetros utilizados nas Sub-bacias

	Área (ha)	Largura (m)	Comprimento (m)	Declividade (%)	Área Impermeável (%)	N Impermeável	N Permeável	CN
AR_01	465.9146	1625.457	2866.361	26.58	24.4	0.012	0.06	62
AR_02	892.4651	2272.222	3927.72	28.6202	32.6	0.011	0.05	64
AR_03	761.7845	2325.74	3275.45	21.9196	39.6	0.012	0.05	62
AR_04	1063.3976	2599.016	4091.539	22.3457	44.8	0.021	0.103	64
AR_05	338.9151	1460.665	2320.279	20.3487	31.6	0.017	0.289	62
AR_06	1013.245	2674.698	3788.259	18.0796	43.4	0.016	0.184	63
AR_07	513.9522	1964.829	2615.76	15.4685	61	0.01	0.036	64
AR_08	356.0625	1440.446	2471.891	14.8381	62.7	0.01	0.032	64
AR_09	687.6224	2345.105	2932.16	14.8932	61.1	0.013	0.045	65
AR_10	404.1378	1438.566	2809.31	16.0819	65	0.01	0.025	64
AR_11	149.588	804.773	1858.76	9.42	65.7	0.01	0.025	64
AR_12	510.4924	2069.83	2466.349	11.84	66.3	0.005	0.06	65
AR_13	560.4056	2122.475	2640.34	8.97	67.2	0.005	0.06	64
AR_14	175.85	1133.166	1551.847	16.33	69.4	0.01	0.025	66
AR_15	514.0796	1457.861	3526.259	11.01	68.5	0.01	0.026	66
AR_16	68.1603	435.439	1565.324	9.48	80.3	0.012	0.039	65
AR_17	12.1831	675.608	180.328	3.22	66	0.01	0.025	64
AR_18	7.6427	655.93	116.517	3.62	66.8	0.01	0.025	65
AR_19	14.928	530.651	281.315	3.94	68.4	0.01	0.025	65
AR_20	5.9534	377.787	157.586	4.62	67.2	0.01	0.025	66
AR_21	347.8939	1273.325	2732.169	14.28	66.4	0.011	0.03	65
AR_22	944.5668	1954.411	4833	15.69	62.6	0.011	0.033	64
AR_23	228.0761	1227.034	1858.759	13.33	63	0.012	0.038	66

4.4.3. Condutos e nós

Para a modelagem do sistema de drenagem do córrego Aricanduva foi utilizada a rede hidrográfica apresentada pela FCTH que pode ser verificada no Plano Municipal de Gestão do Sistema de Águas Pluviais de São Paulo.

Figura 4-18. Trecho do Córrego Aricanduva que será modelado

A hidrografia e reservatórios foram desenhados no PCSWMM seguindo o padrão do modelo.

A Figura 4-19 mostra a representação conduto/nós do sistema de drenagem no modelo PCSWMM.

Figura 4-19. Esquema da rede de drenagem do PCSWMM com os nós e condutos (Fonte: JAMES, ROSSMAN, JAMES (2010))

Os condutos (*conduits*) são dispositivos através dos quais a água é propagada dentro do sistema de drenagem (galerias pluviais, sarjetas e canais naturais). Os parâmetros necessários para a modelação são: comprimento, declividade, rugosidade, seção transversal, vazão de base.

Para este estudo o Córrego Aricanduva foi modelado desde o reservatório Aricanduva I, localizado na Av. Iguatemi até sua foz no Rio Tiete. O trecho entre o Aricanduva I e o reservatório Aricanduva III, localizado no cruzamento das avenidas Ragueb Choufi e Aricanduva, não foi canalizado, encontrando-se ainda em seu estado natural. Além do córrego Aricanduva foram modelados trechos dos afluentes Rincão, Inhumas, Machados, Taboão, Caguaçu e Limoeiro. Os parâmetros de entrada utilizados no modelo são apresentados na Tabela 4-3.

Tabela 4-3. Parâmetros utilizados nos condutos

Córrego	Revestimento	Comprimento (m)	Manning	Declividade (m/m)
Aricanduva	Canalizado	13.588,26	0,018 a 0,050	0,00128 a 0,04535
	Natural	5.027,17	0,035 a 0,050	0,0019 a 0,03281
Limoeiro	Natural	205,59	0,035 a 0,050	0,00795 a 0,01185
Caguaçu	Natural	755,77	0,035 a 0,050	0,00483
Machados	Canalizado	1.257,97	0,018 a 0,050	0,00022 a 0,02077
Inhumas	Canalizado	424,94	0,018 a 0,050	0,00100 a 0,01236
Taboão	Canalizado	1404,73	0,018 a 0,050	0,00311 a 0,00742
Rincão	Canalizado	2770,93	0,018 a 0,050	0,00077 a 0,00728

Os nós (*junctions*) são as junções que ligam os condutos e que recebem a contribuição das sub-bacias. Fisicamente são representados pelo encontro de condutos e bocas de lobo. Os parâmetros de entrada são: cota de fundo, altura máxima, vazão de base.

O modelo desenhado neste estudo apresenta 188 nós que caracterizam as mudanças de direção, mudanças de seção e confluência com os afluentes.

As declividades dos condutos são calculadas pelo modelo utilizando as cotas de fundo dos nós iniciais e finais.

Os reservatórios (*storage*) são os dispositivos que também representam as estruturas de retenção e suas entradas e saída podem ser caracterizadas por condutos, orifícios e vertedores. Seus parâmetros de entrada são: curva cota x área, cota de fundo, altura máxima. As cotas e as curvas estão apresentadas no Anexo I

4.4.4. Criação de cenários

A utilização de cenários na tomada de decisão de projetos de sistema de drenagem permite que o projetista verifique o impacto de um ou vários eventos que possam ocorrer ao mesmo tempo e testar diferentes ações e estratégias gerenciais que podem ser aplicadas para mitigar os problemas. O modelo SWMM possui uma ferramenta que possibilita a criação de cenários a partir da mesma base.

Neste estudo, duas formas de cenários foram estudadas para mostrar que essa metodologia pode melhorar os novos projetos visando encontrar soluções que melhor atendam a necessidade da bacia de acordo com suas características e avaliando como os eventos que provocam os problemas se comportam.

Primeiro foram criados cenários com diferentes chuvas utilizando 4 eventos de chuvas com variações temporais e espaciais diferentes e avaliado o comportamento dos reservatórios existentes, comparando o sistema com e sem reservatório e sua eficiência. Nesse caso, foi alterado apenas os dados de chuva na ferramenta *Rain Gage*, mantendo a mesma base da rede de drenagem.

No segundo momento, foram criados dois cenários para os mesmos eventos de chuva estudados sugerindo a implantação de um novo reservatório. A diferença entre os dois cenários é o local de implantação. Com as mesmas dimensões e curva cota x volume, cada cenário avaliou a eficiência do reservatório em dois pontos distintos da bacia para os 4 eventos de chuva e comparando qual localização apresentava melhores resultados.

5. RESULTADOS

5.1. ESCOLHA DOS EVENTOS

O modelo hidrológico PCSWMM simulou os dados da bacia do Córrego Aricanduva nos meses de Dezembro/2009, Janeiro/2010, Dezembro/2010 e Janeiro de 2011.

A escolha dos eventos a serem analisados teve o seguinte critério: (1) no site do Centro de Gerenciamento de Emergências de São Paulo (CGE) procuraram-se os dias e locais onde houve alagamento na bacia; (2) a partir desses dados, foi escolhido um evento de cada mês onde houve o maior pico de vazão nos trechos analisados.

Figura 5-1. Localização das ruas com registro de alagamento

No site do CGE pode-se verificar que os alagamentos, em geral, ocorrem de forma recorrente nos seguintes locais: cruzamentos da Av. Aricanduva com a Rua Julio Colaço, a Av. Manilha, a Rua Tumucumaque, a Rua Ganges, a Av. a Dalila, a Av. Itaquera, e a Rua Baquiá. Todos os logradouros estão localizados a jusante dos 7 reservatórios, exceto o Reservatório Rincão.

Ao analisar dados do radar para os eventos escolhidos foi possível verificar que o valor da precipitação variava para cada sub-bacia. Considerar a chuva homogênea em toda a bacia para o cálculo de vazão pode acarretar em valores diferentes da realidade.

O estudo realizado por ROCHA FILHO (2010) já mostrava que as vazões simuladas com um único pluviômetro próximo ao exultório da bacia do Pirajuçara foram, em geral, subestimadas por causa da falta de representatividade espacial e morfológica dos sistemas precipitantes. O autor sugeriu um adensamento na rede telemétrica além da sua expansão na área de cobertura da RMSP.

Na época em que ocorreram os eventos a bacia do Córrego Aricanduva possuía apenas um posto pluviométrico. Outros 10 postos foram implantados a partir de 2010, aprimorando a qualidade dos dados que serão utilizados para os próximos estudos.

A maneira como a chuva se comporta na bacia é relevante sobre o comportamento hidráulico. Um exemplo da influência da variação espacial da chuva em relação à disposição dos reservatórios é a forma de aproximação da chuva na bacia. Se a chuva se aproximar de jusante para montante, os reservatórios de montante, só começarão a armazenar o excedente escoado depois que a região onde ocorrem os pontos de alagamento já esteja comprometida.

Foram escolhidos um evento de cada mês (Dezembro/2009, Janeiro/2010, Dezembro/2010 e Janeiro de 2011) para estudar o sistema existente. Os eventos tiveram o maior pico de vazão no mês e apresentaram pontos de alagamento.

Para auxiliar na escolha dos eventos também foi considerado o efeito dos reservatórios na vazão. Foram gerados gráficos, apresentados nos itens a seguir, para cada ponto de controle com a comparação das vazões simuladas a partir dos dados do radar entre o sistema existente e o sistema sem os reservatórios. Nesses gráficos pode-se observar a redução do pico de vazão no sistema com os reservatórios em relação ao pico de vazão do sistema sem reservatório.

5.1.1. Simulação das vazões de dezembro/2009

Segundo o Boletim climatológico trimestral da estação meteorológica do IAG/USP - DJF 2009/2010 as chuvas que ocorreram no mês de dezembro de 2009 foram consideradas acima da média.

A **Tabela 5-1** apresenta os pontos de alagamento na bacia no mês de Dezembro de 2009 de acordo com o site do CGE.

Tabela 5-1. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Dezembro/2009

Data	Locais	Horário
01/12/2009	Av. Itaquera	11:17 a 12:05
	Rua. Manilha	11:29 a 12:05
	Altura do nº 2595	11:32 a 12:18
	Rua Tumucumaque	12:09 a 12:34
02/12/2009	Rua Ganges	15:20 a 18:00
03/12/2009	Rua Baquiá	06:32 a 07:34
08/12/2009	Rua Manilha	06:47 a 07:27

A

Figura 5-2 Figura 5-2 exibe o gráfico comparando as vazões do sistema existente com as vazões que ocorreriam se não houvesse os reservatórios na bacia no trecho do cruzamento da Av. Aricanduva com a Rua Manilha.

Figura 5-2. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Manilha no mês de dezembro/2009

Apesar do pico de vazão do sistema existente nos dias 16/12/2009 e 28/12/2009 serem maiores que os do dia 01/12/2009, nesses dias não foram registrados alagamentos na bacia. Nota-se também que, comparando o sistema existente com o natural, ou seja, sem os reservatórios, nesses dias não há influência significativa dos reservatórios nas vazões como pode ser observado nos dias 01/12/2009 e 08/12/2009.

Para analisar este mês foi escolhido o evento do dia 08/12/2009 por apresentar o maior pico de vazão.

5.1.2. Simulação das vazões de janeiro de 2010

As chuvas do mês de janeiro de 2010 também foram consideradas acima da média de acordo com o Boletim climatológico trimestral da estação meteorológica do IAG/USP - DJF 2009/2010.

A Tabela 5-2 apresenta os pontos de alagamento na bacia no mês de Janeiro de 2010 de acordo com o site do CGE.

Tabela 5-2. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Janeiro/2010

Data	Locais	Horário
02/01/2010	Rua Baquia	18:00 a 18:40
04/01/2010	Rua Baquia	16:21 a 23:59
05/01/2010	Rua Baquia	19:21 a 20:27
	Rua Tumucumaque	19:23 a 19:57
06/01/2010	Rua Baquia	06:50 a 20:12
11/01/2010	Rua Julio Colaço	19:34 a 20:38
	Rua Tumucumaque	19:47 a 20:38
	Rua Baquia	19:57 a 20:36
16/01/2010	Rua Manilha	19:49 a 20:30
	Av. Itaquera	19:55 a 20:30
21/01/2010	Rua Tumucumaque	03:28 a 05:21
	Rua Moravia/Rua Tamainde	04:41 a 05:38
	Rua Baquia/Rua Tamainde	04:45 a 05:39
	Rua Ganges/Rua Manilha	04:48 a 05:39
	Rua Ganges	04:51 a 05:40
26/01/2010	Rua Manilha	16:47 a 16:48
	Rua Julio Colaço	17:01 a 17:54
	Rua Baquia	17:18 a 17:54
	Rua Ganges	17:22 a 17:53

Figura 5-3. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Tumucumaque no mês de janeiro/2010

A Figura 5-3 apresenta o gráfico comparando as vazões do sistema existente com as vazões que ocorreriam se não houvessem os reservatórios na bacia No cruzamento da Av. Aricanduva com a Rua Tumucumaque.

No mês de janeiro de 2010 observou-se oito dias com alagamentos. Vários dias apresentaram altos picos de vazão como pode ser visto nos gráficos dos pontos de controle. Dessa forma, foi escolhido o evento do dia 21/01/2010 que é o dia com maior vazão e mais pontos de alagamento.

5.1.3. Simulação das vazões de dezembro de 2010

Segundo o Boletim climatológico trimestral da estação meteorológica do IAG/USP - DJF 2010/2011 as chuvas que ocorreram no mês de dezembro de 2010 foram consideradas acima da média, sendo mais chuvoso que o mesmo período no ano anterior.

A Tabela 5-3 apresenta os pontos de alagamento na bacia no mês de Dezembro de 2010 de acordo com o site do CGE.

Tabela 5-3. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Dezembro/2010

Data	Locais	Horário
13/12/2010	Rua Manilha	18:10 a 19:41
	Rua Baquia	18:11 a 19:30
	Rua Ganges	18:13 a 19:37
	Rua Astarte	18:18 a 19:30

A

Figura 5-4 apresenta o gráfico comparando as vazões do sistema existente com as vazões que ocorreriam se não houvessem os reservatórios no cruzamento entre a Av. Aricanduva e a Rua Manilha

Figura 5-4. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Manilha no mês de dezembro/2010

Apesar de ser um mês chuvoso, só foram computados pontos de alagamentos no dia 13/12/2010, portanto será o evento escolhido. De acordo com o gráfico nesse dia ocorreu o evento com maior pico de vazão. É possível observar também a redução do pico de vazão nos dois pontos de controle.

5.1.4. Simulação das vazões de janeiro de 2011

Conforme o Boletim climatológico trimestral da estação meteorológica do IAG/USP - DJF 2010/2011 as chuvas que ocorreram no mês de janeiro de 2010 foram consideradas acima da média, mas abaixo do volume registrado no mesmo período do ano anterior.

A Tabela 5-4 apresenta os pontos de alagamento na bacia no mês de Janeiro de 2011 de acordo com o site do CGE.

Tabela 5-4. Pontos de Alagamento da Av. Aricanduva no mês de Janeiro/2011

Data	Locais	Horário
07/01/2011	Av. Itaquera	17:45 a 22:17
	Rua Manilha	17:51 a 22:27
	Av Dalila	17:55 a 22:27
	Rua Julio Colaço	17:59 a 19:24
	Rua Dorival Lourenço	18:34 a 22:06
	Rua Baquia	20:23 a 22:33
	Rua Tumucumaque	20:24 a 21:27
10/01/2011	Rua Manilha	23:14 a 02:30
	Rua Ganges	23:27 a 02:48
	Rua Cel. Amaro Sobrinho	23:54 a 02:31
11/01/2011	Rua Ganges	12:16 a 19:42
13/01/2011	Rua Ganges	13:30 a 16:22
	Rua Tumucumaque	20:47 a 22:21
	Rua Manilha	21:03 a 22:05
	Rua Baquia	21:18 a 22:00
14/01/2011	Rua Ganges	18:18 a 22:17
23/01/2011	Rua Julio Colaço	23:27 a 23:47

A

Figura 5-5 apresenta o gráfico comparando as vazões do sistema existente com as vazões que ocorreriam se não houvessem os reservatórios na bacia no cruzamento da Av. Aricanduva com a Rua Manilha.

Figura 5-5. Comparação da Vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os na Rua Manilha no mês de dezembro/2010

O evento escolhido para o mês de janeiro de 2011 foi o ocorrido no dia 07/01/2011 que apresentou o maior pico de vazão e a maior diferença entre os dois sistemas.

5.2. AVALIAÇÃO DOS EVENTOS

Para calcular a eficiência de armazenamento de cada reservatório adotou-se o seguinte critério: a eficiência será a relação entre o volume armazenado no reservatório e a precipitação acumulada numa determinada duração ponderada pela área de contribuição da seção de entrada do reservatório. No caso de haver mais de um reservatório, os valores das variáveis (precipitação acumulada e volume armazenado) foram somados, conforme a equação 1.

$$Er_i = \frac{\sum_i^n V_r}{\sum_j^m (A_j \cdot P_j)} = \frac{\sum V_r}{\sum V_b} \quad (1)$$

onde:

Er_i = Eficiência de armazenamento do reservatório i ;

A_{AR_x} = Área das sub-bacias j a montante do reservatório;

P_{AR_x} = Precipitação nas sub-bacias j a montante do reservatório;

V_r = Volume dos reservatórios i a montante, incluindo o reservatório em questão.

V_b = Volume da bacia de influência a montante do reservatório

Dessa forma, a eficiência de cada reservatório será calculada da seguinte forma:

RAR I:

$$E_{RAR\ I} = \frac{V_{RAR\ I}}{A_{AR_1} \cdot P_{AR_1}} \quad (2)$$

RLI:

$$E_{RLI} = \frac{V_{RLI}}{A_{AR_2} * P_{AR_2}} \quad (3)$$

RAR II:

$$E_{RLI} = \frac{V_{RAR\ I} + V_{RLI} + V_{RCG}}{A_{AR_1} * P_{AR_1} + A_{AR_2} * P_{AR_2} + A_{AR_3} * P_{AR_3}} \quad (4)$$

RCG:

$$E_{RCG} = \frac{V_{RCG}}{A_{AR_4} * P_{AR_4}} \quad (5)$$

RAR III:

$$E_{RAR\ III} = \frac{V_{RAR\ I} + V_{RLI} + V_{RAR\ II} + V_{RAR\ II}}{A_{AR_1} * P_{AR_1} + A_{AR_2} * P_{AR_2} + A_{AR_3} * P_{AR_3} + A_{AR_4} * P_{AR_4} + A_{AR_5} * P_{AR_5}} \quad (6)$$

RIN:

$$E_{RIN} = \frac{V_{RIN}}{A_{AR_8} * P_{AR_8}} \quad (7)$$

RAR V:

$$= \frac{V_{RAR\ I} + V_{RLI} + V_{RAR\ II} + V_{RCG} + V_{RAR\ III} + V_{RIN} + V_{RAR\ V}}{A_{AR_1} * P_{AR_1} + A_{AR_2} * P_{AR_2} + A_{AR_3} * P_{AR_3} + A_{AR_4} * P_{AR_4} + A_{AR_5} * P_{AR_5} + A_{AR_6} * P_{AR_6} + A_{AR_7} * P_{AR_7} + A_{AR_8} * P_{AR_8} + A_{AR_9} * P_{AR_9}}$$

RRI:

$$E_{RRI} = \frac{V_{RIN}}{A_{AR_21} * P_{AR_21} + A_{AR_22} * P_{AR_22} + A_{AR_14} * P_{AR_14}} \quad (9)$$

A seguir serão apresentados os resultados das vazões calculadas no modelo utilizando as chuvas do radar para os eventos escolhidos e a eficiência dos reservatórios.

5.2.1. Evento de precipitação do dia 08/12/2009

Figura 5-6. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 08/12/2009

A Figura 5-6 mostra a distribuição da chuva do radar para cada sub-bacia. A maior intensidade de chuva nesse evento pode ser visualizada nas sub-bacias da porção jusante da bacia. O escoamento gerado nas sub-bacias com intensidades maiores que 35 mm contribuem para um afluente, o córrego Rincão, não influenciando nos pontos de alagamento e nem nos reservatórios que estão a montante do seu desemboque.

A vazão no cruzamento da Av. Aricanduva com a Av. Manilha, onde houve alagamento registrado pelo CGE no dia, entre as 06:47 e 07:27 está apresentada na

Figura 5-7.

Figura 5-7. Comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios

É possível observar o efeito dos reservatórios a montante na redução do pico de vazão. No sistema sem reservatórios, a vazão poderia chegar a 80,08 m³/s. Com os reservatórios, a maior vazão coincide com o período em que foi registrado o alagamento, com vazão de aproximadamente 55 m³/s. Após as 7:10 a vazão diminui.

A Tabela 5-5 mostra as eficiências de cada reservatório para este evento.

Tabela 5-5. Eficiência dos reservatórios existentes no evento do dia 08/12/2009

	RAR I	RLI	RAR II	RCG	RAR III	RIN	RAR V	RRI
ΣV_R (m ³)	6.948	7833	56.706	29.584	109.836	26.258	227.520	150.015
ΣV_B (m ³)	133.331	244.500	594.185	288.159	983.931	102.414	1.741.569	529.018
E (%)	5,21	3,20	9,54	10,27	11,16	25,64	13,06	28,38

Localizados na região com menor intensidade de chuva, os volumes máximos atingidos pelos reservatórios na porção montante da bacia, RAR I, RLI, RAR II, RCG, RAR III (Figura 5-8, Figura 5-9, Figura 5-10, Figura 5-11 e Figura 5-12 respectivamente) estão bem abaixo os valores dos volumes útil de cada um e a eficiência deles é menor do que os reservatórios a jusante.

Figura 5-8. Volume do RAR I no evento do dia 08/12/2009

Figura 5-9. Volume do RAR I no evento do dia 08/12/2009

Figura 5-10. Volume do RAR II no evento do dia 08/12/2009

Figura 5-11. Volume do RCG no evento do dia 08/12/2009

Figura 5-12. Volume do RAR III no evento do dia 08/12/2009

O reservatório RIN, Figura 5-13, localizado no afluente córrego Inhumas, apresentou uma eficiência maior que os reservatórios acima, apesar de seu volume máximo atingir $\frac{1}{4}$ do seu volume útil. Por ser um reservatório de cabeceira, não sofre influência de nenhum outro reservatório, e seu baixo volume pode ser justificado pela menor intensidade de chuva na sub-bacia correspondente que gera menos escoamento na bacia. Logo, a razão entre o volume gerado e o volume máximo é maior.

Figura 5-13. Volume do RIN no evento do dia 08/12/2009

O reservatório RAR V, Figura 5-14, é o último reservatório a jusante no córrego Aricanduva sofrendo influência dos 6 reservatórios a montante. Ele está localizado numa das sub-bacias com alta intensidade de chuva, além de receber o escoamento gerado a montante, por isso apresenta um volume armazenado maior que os outros. Sua eficiência é maior do que a dos reservatórios a montante, com exceção do RIN.

Figura 5-14. Volume do RAR V no evento do dia 08/12/2009

O reservatório RIN, está localizado a montante das sub-bacias com maior intensidade de chuvas, Figura 5-15 e apresenta o maior volume armazenado e a maior eficiência. Vale ressaltar que ele também é um reservatório de cabeceira e não sofre influência de outros reservatórios.

Figura 5-15. Volume do RRI no evento do dia 08/12/2009

5.2.2. Evento de precipitação do dia 21/01/2010

A Figura 5-16 exibe a distribuição da chuva do radar no evento do dia 21/01/2010. Neste evento a distribuição da intensidade de chuva na porção média da bacia variando pouco, com valores entre 23 mm e 25 mm. As menores intensidades ocorreram na cabeceira e na foz da bacia.

Figura 5-16. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 21/01/2010

A vazão no trecho do cruzamento entre a Av. Aricanduva e a Rua Tumucumaque é exibida na Figura 5-17. A diferença entre os picos de vazão dos dois sistemas é pequena. Com a chuva distribuída igualmente na bacia o armazenamento do excedente do escoamento nos reservatórios não refletiu na

vazão máxima. A vazão do sistema sem reservatórios chega a 57,58 m³/s enquanto o pico de vazão do sistema com reservatórios chega a 53,01 m³/s.

Figura 5-17. Comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Tumucumaque no evento do dia 21/12/2010

O CGE registrou alagamento na rua Tumucumaque entre as 3:28 e 05:21. O gráfico mostra que após as 5:20 a vazão no córrego começa a diminuir.

A Tabela 5-6 exhibe a eficiência dos reservatórios nesse evento.

Tabela 5-6. Eficiência dos reservatórios existentes no dia 21/12/2010

	RAR I	RLI	RAR II	RCG	RAR III	RIN	RAR V	RRI
ΣV_R (m ³)	3.979	7.955	41.494	23.947	79.068	25.631	142.178	110.169
ΣV_B (m ³)	100.679	203.902	481.262	265.222	827.145	90.814	1.472.216	353.137
E (%)	3,95	3,90	8,62	9,03	9,56	28,22	9,67	31,20

Os gráficos dos volumes dos reservatórios mostram situações diferentes entre eles. Enquanto no evento anterior os gráficos dos volumes tinham o mesmo comportamento, com um pico de vazão, no dia 21/12/2010 eles apresentam desempenhos diferentes pois a chuva não foi contínua.

Nos reservatórios RAR I e o RLI, Figura 5-18 e Figura 5-19, ocorreram dois picos de volumes, sendo que no primeiro pico o volume foi maior que no segundo. Nos dois casos, a primeira precipitação gerou o maior volume. Eles também têm eficiência menores que a do evento anterior pois a intensidade de chuva nas sub-bacias correspondentes é menor.

Figura 5-18. Volume do RAR I no evento do dia 21/01/2010

Figura 5-19. Volume do RLI no evento do dia 21/01/2010

Nas Figura 5-20 e Figura 5-21, referentes aos reservatórios RAR II e RCG, nota-se que o volume maior foi gerado na segunda precipitação. Também apresentam menores eficiências em relação ao evento anterior.

Figura 5-20. Volume do RAR II no evento do dia 21/01/2010

Figura 5-21. Volume do RCG no evento do dia 21/01/2010

O RAR III, Figura 5-22, que está localizado a jusante dos reservatórios a cima e que sofre influência dos mesmos no seu comportamento, não apresenta uma divisão expressiva, com um pico no volume. Sua eficiência é maior do que a eficiência dos reservatórios a montante.

Figura 5-22. Volume do RAR II no evento do dia 21/01/2010

Os reservatórios RIN, RAR V, e RIR, Figura 5-23, Figura 5-24, Figura 5-25, respectivamente, possuem descarga através de bombeamento, logo não é possível observar nenhuma variação ocasionada pela chuva.

As eficiências dos reservatórios RIN e RIR continuam sendo as maiores, apesar de ser menor do que a do evento anterior devido a intensidade menor.

Figura 5-23. Volume do RIN no evento do dia 21/01/2010

Figura 5-24. Volume do RAR V no evento do dia 21/01/2010

Figura 5-25. Volume do RRI no evento do dia 21/01/2010

5.2.3. Evento de precipitação do dia 13/12/2010

A

Figura 5-26 exibe a distribuição da intensidade calculada pela chuva do radar no evento do dia 13/12/2010. Neste evento as maiores intensidades ocorreram na porção montante e central da bacia.

Figura 5-26. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 13/12/2010

Típica chuva de verão, sua ocorrência foi entre as 18:30 e as 23:30. Essas chuvas ocorrem devido ao efeito da “ilha de calor”, com elevadas temperaturas durante o dia e pancadas de chuva durante a noite.

Neste evento, é possível observar a maior intensidade de chuva ocorrendo na na cabeceira da bacia. Isso gera um maior escoamento acumulado a jusante. Segundo a Figura 5-27

Figura 5-27, que exhibe a vazão no cruzamento da Av. Aricanduva com a Rua Manilha, se não houvessem os reservatórios na bacia, a vazão poderia atingir um pico de 91,01 m³/s. Com a implantação dos reservatórios, a vazão máxima atingida no trecho foi de 42,77 m³/s.

Figura 5-27. Comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os reservatórios na Rua Manilha no evento do dia 13/12/2010

A Tabela 5-7 apresenta a eficiência dos reservatórios neste evento.

Tabela 5-7. Eficiência dos reservatórios existentes no dia 13/12/2010

	RAR I	RLI	RAR II	RCG	RAR III	RIN	RAR V	RRI
ΣV_R (m ³)	9.323	18.446	70.136	41.345	138.218	16.270	169.635	76.561
ΣV_B (m ³)	118.832	208.810	518.750	274.931	871.577	67.257	1.478.248	276.745
E (%)	7,84	8,83	13,52	15,04	15,86	24,19	11,47	27,66

Nesse evento, o volume de escoamento gerado por essa precipitação a montante do reservatório RAR III é maior do que o gerado pelos eventos anteriores. Nas Figura 5-28 a Figura 5-32 verifica-se que os volumes máximos armazenados pelos reservatórios são maiores e, por consequência, as eficiências desses reservatórios também são maiores.

Figura 5-28. Volume do RAR I no evento do dia 13/12/2010

Figura 5-29. Volume do RLI no evento do dia 13/12/2010

Figura 5-30. Volume do RAR II no evento do dia 13/12/2010

Figura 5-31. Volume do RCG no evento do dia 13/12/2010

Figura 5-32. Volume do RAR III no evento do dia 13/12/2010

A intensidade da chuva na sub-bacia do reservatório RIN, Figura 5-33

Figura 5-33, foi menor, acarretando em menor eficiência.

Figura 5-33. Volume do RIN no evento do dia 13/12/2010

Neste evento, a eficiência do reservatório RAR V, Figura 5-34

Figura 5-34, foi menor do que a eficiência dos reservatórios a montante, com exceção dos reservatórios RAR I e RLI. O volume gerado a montante do reservatório foi próximo ao do dia 21/01/2010, mas os reservatórios a montante tiveram melhores desempenhos, armazenando maiores volumes.

Isso exemplifica a necessidade de avaliar o sistema como um todo considerando o efeito de reservatórios a montante do reservatório em estudo

pois situações semelhantes podem apresentar resultados diferentes devido ao comportamento dos demais reservatórios.

Figura 5-34. Volume do RAR V no evento do dia 13/12/2010

O volume de escoamento gerado a montante do reservatório RRI foi menor que o volume dos eventos anteriores, portanto, a eficiência também foi menor.

Figura 5-35. Volume do RRI no evento do dia 13/12/2010

5.2.4. Evento de precipitação do dia 07/01/2011

A Figura 5-36 mostra a distribuição da chuva no dia 07/01/2011. A maior intensidade de chuva é observada na porção central da bacia. Na porção jusante e na porção montante os valores são menores.

Figura 5-36. Distribuição espacial da precipitação nas sub-bacias do Córrego Aricanduva para o evento do dia 07/01/2011

Neste evento a chuva também ocorreu uma chuva típica de verão causada pelo efeito das “ilhas de calor”. A Figura 5-37 mostra que o sistema sem reservatórios chegaria a um pico maior que 180 m³/s, enquanto com os reservatórios a vazão chega a 100 m³/s.

Figura 5-37. Gráfico da comparação da vazão do sistema existente com a vazão da bacia sem os

O cruzamento da Av. Aricanduva com a Rua Manilha registrou alagamento entre as 17:45 e 22:00.

A Tabela 5-8 apresenta a eficiência dos reservatórios no evento.

Tabela 5-8. Eficiência dos reservatórios existentes no evento do dia 07/01/2011

	RAR I	RLI	RAR II	RCG	RAR III	RIN	RAR V	RRI
ΣV_R (m ³)	7.208	13.314	56.232	56.978	140.869	47.409	293.329	13.575

$\Sigma V_B (m^3)$	72.175	138.180	363.161	297.571	753.252	113.000	1.661.017	140.514
E (%)	9,99	9,63	15,48	19,15	18,71	41,96	17,66	6,66

Com exceção do reservatório RRI, pois suas bacias contribuintes tiveram baixa intensidade de chuva, neste evento os outros 7 reservatórios apresentaram a melhor eficiência.

A seguir são apresentados os gráficos dos reservatórios.

Figura 5-38. Volume do RAR I no evento do dia 07/01/2011

Figura 5-39. Volume do RLI no evento do dia 07/01/2011

Figura 5-40. Volume do RAR II no evento do dia 07/01/2011

Figura 5-41. Volume do RCG no evento do dia 07/01/2011

Figura 5-42. Volume do RCG no evento do dia 07/01/2011

Figura 5-43. Volume do RIN no evento do dia 07/01/2011

Novamente a eficiência do reservatório RAR V, Figura 5-44

Figura 5-44, foi menor do que a eficiência dos reservatórios a montante, com exceção dos reservatórios RAR I e RLI, apontando o efeito da maior eficiência dos reservatórios a montante.

Figura 5-44. Volume do RAR V no evento do dia 07/01/2011

Figura 5-45. Volume do RIN no evento do dia 26/01/2010

5.3. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Tomar uma decisão implica em escolher uma solução em um momento de impasse que, na maioria das vezes não possui apenas uma opção a seguir, e

nem sempre a melhor solução pode ser implantada. Por isso, é uma responsabilidade que leva a estudos com minuciosos, considerando a gravidade e analisando as adversidades existentes no problema em questão.

Dessa forma, antes de se tomar qualquer decisão deve ser feito um estudo buscando diminuir a chance de escolher uma decisão errada que implicaria em consequências negativas. No gerenciamento de sistemas de drenagem, um erro no projeto e na implantação de uma estrutura pode provocar desastres e perdas humanas e/ou financeiras causadas por eventos extremos de precipitação

A elaboração de cenários para auxiliar a tomada de decisão de projetos de sistema de drenagem permite que o projetista verifique o impacto de um ou vários eventos que possam ocorrer ao mesmo tempo e testar diferentes ações e estratégias gerenciais que podem ser aplicadas para mitigar os problemas.

Essa metodologia está sendo adotada durante a elaboração de projetos de sistema de drenagem e está mostrando resultados melhores do que os projetos desenvolvidos a partir da chuva de projeto homogênea e tempo de retorno. Com ela é possível avaliar a variabilidade espacial de uma tempestade, combinar dois eventos com intensidades diferentes que possam ocorrer ao mesmo tempo numa bacia, entre outras verificações.

O corpo de engenheiros da US Army Corps desenvolveu um novo processo para estimar a probabilidade de inundação causada por furacões baseada através do procedo da Joint Probability Method with Optimal Sampling (JPM-OS) (2007) que criou aproximadamente 13.000 cenários a serem simulados para gerar uma distribuição cumulativa da elevação da onda, após a catástrofe causada pelo furacão Katrina em New Orleans.

Assim como este estudo, SLUTZMAN e SMITH (2006) utilizaram cenários para avaliar o desempenho de reservatórios na bacia do rio Brandywine no condado de Chester, Pensilvânia no controle de inundação causado por eventos extremos.

No presente estudo, o sistema de drenagem da bacia do córrego Aricanduva a ser avaliado já encontra-se implantado. Como o objetivo deste trabalho é avaliar a influência dos reservatórios e sua eficiência levando em consideração as características da bacia e a distribuição espacial e temporal da precipitação, foram elaborados cenários, baseado na afirmação acima, para

observar os diferentes comportamentos provocados por diferentes eventos e enriquecer, com o maior número de dados, a análise do sistema.

A bacia, de aproximadamente 100 km² possui 8 reservatórios, sendo que 4 estão localizados no córrego Aricanduva e 4 estão em seus afluentes.

Primeiro, para avaliar a influência dos reservatórios existentes na bacia, foi escolhido um ponto de controle na rua Manilha por apresentar alagamento recorrente durante as chuvas de verão. Para isso foram criados 2 cenários: (1) sem os reservatórios e (2) com os reservatórios. Como resultado da simulação dos dois cenários foram elaborados gráficos de vazão para comparando o sistema sem os reservatórios com o atual para verificar o efeito provocado por eles.

Apesar de ser uma solução questionada, pois, algumas vezes a falta de manutenção e o mau dimensionamento dos reservatórios diminuem sua capacidade de armazenamento, e como consequência, diminui seu efeito sobre a contenção de enchente, os reservatórios existentes na bacia, a montante do ponto de controle amorteceram a vazão ao longo da bacia, conforme os gráficos das Figura 5-7, Figura 5-17, Figura 5-27 e Figura 5-37. Isso comprova que a utilização de reservatórios de retenção como estrutura de controle de enchente nos sistemas de drenagem urbano tem surtido o efeito esperado, mitigando os riscos de inundação pois, de acordo com os gráficos, se não houvesse os reservatórios as catástrofes poderiam ser piores.

Esse resultado pode ser comparado com os resultados de SLUTZMAN e SMITH (2006) que também criaram dois cenários para avaliar o sistema já implantado, pois, da mesma forma, não houve um estudo desse tipo antes da implantação. Este estudo também mostra que os reservatórios implantados na bacia do rio Brandywine apresentaram resultados satisfatórios como medidas de controle.

Durante a elaboração dos projetos dos reservatórios da bacia do córrego Aricanduva e sua implantação não houve um estudo global da bacia, apenas estudos localizados na área de influência de cada reservatório. Se este estudo tivesse sido realizado durante a elaboração dos projetos seria possível avaliar a melhor localização dos reservatórios, criando outros cenários com diversas possibilidades.

CRUZ E TUCCI (2007) citam que o controle dos alagamentos tem se restringido à implantação de obras localizadas, transferindo o impacto de um lugar para o outro. Os projetos dos reservatórios de retenção têm sido avaliados localmente, em sua área de influência, sem considerar seu efeito em toda a bacia hidrográfica.

Os planos diretores desenvolvidos para guiar as novas medidas a serem implantadas têm elaborado planos de controle considerando o efeito do conjunto da bacia hidrográfica na cidade.

O PMAPS (2012) aconselha que em um sistema de drenagem com mais de um dispositivo de controle de cheia, a análise conjunta dos reservatórios é essencial pois, embora obras de retenção individuais numa dada bacia permitam resolver problemas localizados de inundação, podem interagir com a bacia como um todo de forma a agravar problemas de inundação em outros locais da bacia a jusante.

Continuando com a metodologia de cenários, para cada cenário criado (com e sem reservatórios) foram criados mais 4 cenários (total de 8 cenários) para 4 eventos de chuvas diferentes considerando que a chuva que ocorre na bacia varia espacialmente. É inadmissível que, para uma bacia de 100 km² a chuva seja considerada homogênea.

A análise dos sistemas de drenagem de bacias urbanas é um problema complexo levando-se em conta o dinamismo do uso e ocupação do solo e à implantação de estruturas hidráulicas, e a própria ampliação do sistema de drenagem (PMAPS (2012)). Estas modificações alteram as condições hidráulicas da bacia, fazendo com que suas respostas hidrológicas sejam sofram influência da distribuição tempo-espacial das tormentas.

A US Army Corps criou cenários hipotéticos considerando combinações de vários eventos de chuvas de diferentes intensidade e variação espaço-tempo. Foi levado em conta a velocidade que a chuva chegava na bacia, sua direção, raio do furacão, entre outros parâmetros. Com isso, conseguiram criar situações mais próximas da realidade.

KUSUMASTUTI, STRUTHERS e REYNOLDS (2007) estudaram o efeito da variação espacial da precipitação na bacia do lago Warden, Austrália Ocidental, também criando cenários combinando diversos eventos de chuva. Um cenário considerava as chuvas sazonais individualmente, outro os ciclones que

aconteciam esporadicamente e um terceiro com a combinação dos dois eventos. O estudo mostrou que as características de tempestade de verão e a interação entre chuvas de inverno e evaporação que afetam as condições da bacia que antecedem os eventos de tempestade de verão (umidade, saturação do solo) afetam a ocorrência e magnitude das inundações.

Da mesma forma, no presente estudo pode-se observar o efeito dessa variação na eficiência dos reservatórios

. Localizado na zona oeste do município de São Paulo, a bacia do córrego Aricanduva sofre grande influência da brisa marítima que chega na cabeceira da bacia. Também é uma região em que ocorre ilhas de calor no verão, aumentando a temperatura ao longo do dia provocando pancadas de chuvas no final da tarde com grande intensidade e num rápido período de tempo.

PEREIRA FILHO, HALLAK e BARROS (2004) citam em seu estudo que a maioria dos episódios de enchentes estão associados ao forte aquecimento diurno, convergência induzida pelo aquecimento e integração com a circulação de brisa marítima. O núcleo de alta frequência de chuvas intensas na RMSP é até três vezes maior do que o das áreas vizinhas. Nos casos de enchentes causadas por brisa marítima e ilha de calor há maior probabilidade de eventos extremos sobre a RMSP, especialmente sobre a região Leste da Cidade de São Paulo.

Para uma melhor avaliação de um estudo de eficiência ou para auxiliar na tomada de decisões durante a elaboração de um projeto quanto mais cenários hipotéticos considerando diversas possibilidades da ocorrência de chuvas forem criados cenários melhor será o resultado do estudo. No caso do Katrina foram utilizados 13.000 cenários, mas nem sempre isso é possível. Não há um número de cenários ideal, portanto, deve-se escolher um número adequado a cada estudo.

Neste estudo foram avaliados 4 eventos de chuvas. A criação de mais cenários poderia inviabilizar o estudo pela falta de tempo. Como o objetivo do estudo é avaliar o efeito dos reservatórios, os eventos escolhidos já dão uma noção das variabilidades da bacia.

A partir dos dados gerados no modelo chuva-vazão criou-se uma metodologia para calcular a eficiência deles. A metodologia criada neste estudo levou-se em consideração a razão entre o volume armazenado pelo reservatório

e volume escoado na área de influência de cada reservatório subtraindo o volume armazenado nos reservatórios a montante. Essa é apenas uma maneira de fazer esse tipo de avaliação. Outras formas poderão ser avaliadas futuramente para encontrar a melhor.

Dos eventos escolhidos, apenas uma das chuvas se aproximou de montante para jusante na bacia. Nesse dia, apesar da intensidade da chuva das bacias de cabeceira ser menor do que em outros eventos, a eficiência dos reservatórios de cabeceira (RAR I, RLI e RCG, RAR II e RAR III) foi maior que nos outros eventos. A chuva seguiu a direção do escoamento da bacia facilitando o armazenamento de montante para jusante.

Os reservatórios RAR V, RIN e RRI apresentaram maiores eficiências em todos os eventos analisados.

Além da variação da chuva a bacia foi subdividida em um número considerável de sub-bacias para melhor caracterizar a variação espacial do terreno (declividade, uso e ocupação do solo, áreas impermeáveis). Isso, aliada a variação da precipitação aproxima o modelo da realidade melhorando a avaliação da resposta da bacia. Também é possível a criação de cenários variando alguns parâmetros das características da bacia, tais como uso e ocupação do solo, áreas impermeáveis para observar a influência dos mesmos no escoamento superficial.

Estudos já realizados confirmam a influência da variação espacial da precipitação e das características geomorfológicas das bacias. Por exemplo, o estudo de DODOV e GEORGIU (2005) analisou essa influência na previsão de vazão comparado com a previsão baseada apenas em dados de vazão média. Os autores concluíram que essas informações melhoraram a precisão da previsão de vazão para bacias estudadas e tem que ser considerada no contexto da sua relação com fatores importantes como a geomorfologia e a geologia da bacia.

JENIFFER et. al. (2009) também indicaram que a distribuição da chuva na bacia Makanya é altamente variável se movimentado das planícies para as montanhas. A comparação dos resultados obtidos durante o estudo com os dados existentes de precipitação revelou que a metodologia melhorou a precisão de previsão em cerca de 10% sugerindo que essa metodologia deve ser melhor explorada para regiões onde há deficiência de postos pluviométricos.

Os reservatórios RAR I, RLI e RCG estão localizados na porção montante da bacia e não possuem reservatórios à porção montante, portanto eles não sofrem influência de nenhum outro reservatório em seus cálculos. Eles apresentaram eficiência menor (média de 6,72%, 6,39% e 13,37% respectivamente) apesar de serem os maiores reservatórios da bacia. Esses valores baixos podem ser justificados pelo baixo escoamento gerado nos dias em que a intensidade de chuva nessas bacias foi menor e, por estarem localizados na região com alta declividade (as declividades das sub-bacias de influência são 26,58%, 28,62% e 22,35% respectivamente) a vazão de descarga é maior devido à alta velocidade do escoamento gerado.

Essa baixa eficiência já foi detectada pelos técnicos da PMSP que comunicaram que as estruturas de descarga dos mesmos já possuem estudos de melhoria.

Os reservatórios RIN e RRI estão localizados nos afluentes do córrego Aricanduva e também não possuem reservatórios a montante. No entanto, sua eficiência média foi maior do que os analisados acima (30,00% e 24,21%). Em alguns eventos, a intensidade da chuva nas sub-bacias a montante desses reservatórios foram os maiores da bacia. Além disso as declividades médias nas sub-bacias de influência desses reservatórios são 14,84% e 15,44%, respectivamente, menores que a declividade das bacias dos outros reservatórios de cabeceira, gerando escoamentos com vazões menores.

Outra diferença que pode justificar os valores maiores de eficiência é o layout desses reservatórios. Ambos são off-line e só há descarga quando as bombas são acionadas. Dessa forma, o volume acumulado no reservatório aumenta até o momento em que o operador ligar a descarga.

O reservatório RAR II está localizado a jusante dos reservatórios RAR I e RRL e o RAR III está localizado a jusante dos reservatórios RAR II e RCG. Ambos também apresentaram eficiências maiores que os reservatórios de montante. A eficiência média do RAR II foi de 11,97% e do RAR III foi de 13,82%. Da mesma forma que os reservatórios a montante deles, as descargas serão readequadas para aumentar sua eficiência.

O reservatório RAR V, localizado na porção baixa da bacia, com declividade média de 11,78%, está a jusante de 6 reservatórios. A eficiência média, levando em consideração a influência dos reservatórios a montante, é de

12,96%. Lembrando que este estudo leva em consideração toda a área a montante do reservatório para calcular sua eficiência, subtraindo os volumes armazenados pelos reservatórios também a montante, esse valor poderia ser melhorado ampliando seu volume, o que nem sempre é possível devido a restrições locais.

A descarga dos reservatórios RRI, RAR V e RIN é feita por bombeamento. Esses reservatórios não possuem regras de descarga, ficando a cargo do operador a decisão de ligar ou não as bombas. A calibração foi feita levando-se em conta as informações das bombas encontradas em outros estudos e ajustada pela curva da profundidade observada nos postos telemétricos localizados nos reservatórios no período de fevereiro de 2013. Esses postos foram instalados a partir de 2011, portanto não é possível confrontar os valores encontrados neste estudo com valores observados. Foi utilizado para o cálculo da eficiência o volume disponível. Esse valor pode não ser o valor real para essa data pois a operação desse reservatório pode ter ocorrido de forma diferente.

Como pode-se observar a resposta da bacia muda de acordo com a variação espaço-tempo da chuva. Para cada evento, os reservatórios se comportaram de forma diferente.

Cada vez mais fica comprovado que a utilização de dados de radares meteorológicos em projetos de sistema de drenagem em substituição à metodologia atualmente adotada considerando tempo de retorno e curvas IDF apresenta melhores resultados e deve ser a metodologia escolhida para os futuros projetos de sistema de drenagem.

Os dados do radar meteorológico são por um shape de quadrículas que contém os valores da intensidade de chuva para cada uma, como pode ser observado na Figura 5-46. Esses dados podem conter erros de medição devido a anomalias citadas na revisão bibliográfica. Para aprimorar esses valores, o ideal é utilizar dados de integração que associa os dados de postos meteorológicos associados a dados de radar.

Figura 5-46. Representação do hidrogramas para cada quadrícula de radar (Fonte: PMAPS (2012))

Essa metodologia permite que os modelos de simulação representem de forma mais realista os eventos ocorridos na bacia. O avanço e a intensidade da chuva em cada instante e local da bacia são obtidos de forma precisa.

SLUTZMAN e SMITH (2006) também utilizaram os dados de integração posto pluviométrico e radar no estudo realizado chegaram a bons resultados.

No entanto, para que essa metodologia tenha uma resposta mais realista, é necessário melhorar a rede telemétrica existente. Ainda existem poucos postos telemétricos instalados. Em alguns lugares como São Paulo é possível encontrar um maior número de postos telemétricos, mas em certas regiões do país esse número é muito reduzido. Isso dificulta a implementação dessa metodologia, por tanto, é necessário melhorar a rede telemétrica existente.

No período de estudo desse projeto, a bacia do Aricanduva possuía apenas um posto telemétrico. Hoje já se encontram instalados oito postos, melhorando a precisão dos dados.

O radar também não é uma realidade ainda para muitos lugares. No entanto a variação espacial pode ser determinada utilizando metodologias que utilizam os postos existentes para calcular essa variação, tal como o Método de Thiessen que cria polígonos de chuva de acordo com os postos mais próximos. Não é uma metodologia precisa, mas considera a variação do espaço, que, como visto, é importante nos estudos de sistema de drenagem.

5.4. PROPOSTA DE UM NOVO RESERVATÓRIO

Da mesma forma que a avaliação do sistema existente pode ser feita comparando cenários, o presente estudo mostra que, essa metodologia pode aprimorar os futuros projetos de medidas de controle das inundações e a gestão dos sistemas de recursos hídricos visando à redução dos problemas provocados pela inundação simulando novas estruturas criando cenários hipotéticos de soluções a serem implantadas.

O modelo PCSWMM permite que o projetista simule vários cenários alterando as características de um reservatório até encontrar as dimensões e estruturas de entrada e descarga que apresentem o melhor comportamento na bacia. Isso, aliado as características geomorfológicas da bacia (declividade, área, comprimento, largura) e a distribuição da chuva, tende a aumentar a eficiência do novo reservatório no sistema.

Foi verificado no item acima que a eficiência média do sistema está abaixo do esperado. Algumas soluções podem ser apresentadas para melhorar o sistema, tais como, aumentar o volume dos reservatórios, avaliar as estruturas de descarga, mudar os sistema motor-bomba, construir novos reservatórios, etc. Essas alternativas podem ser estudadas através do modelo com a finalidade de encontrar a melhor solução durante a tomada de decisão na etapa de escolha de alternativas do projeto de drenagem urbana.

Para demonstrar isso, foram estudadas duas alternativas: (1) implantar o novo reservatório a jusante do reservatório RAR III (

Figura 5-47) e (2) implantar o novo reservatório a jusante do RAR V (Figura 5-48).

Figura 5-47. Localização do reservatório proposto na alternativa I

Figura 5-48. Localização do reservatório proposto na alternativa II

Uma das vantagens do modelo é a possibilidade de simular diversos tipos de estruturas de entrada e descarga dos reservatórios (por exemplo: vertedor lateral, vertedor in-line, canal, descarga de fundo, bombeamento) e de seu dimensionamento em cenários diferentes para compará-los e escolher o que apresentar melhor desempenho.

Em ambos os casos deste estudo, o reservatório proposto tem as mesmas dimensões que o RLI, portanto, foi utilizada a sua curva cota x área, com a mesma profundidade. Após testar outras dimensões foi definida a dimensão apresentada na Figura 5-49 para o vertedor retangular de entrada. Enquanto a descarga seria realizada por um sistema motor-bomba com 6 bombas de 400 l/s, que é a mesma vazão das bombas já existentes nos reservatórios off-line da bacia.

Figura 5-49. Vertedor de entrada do reservatório proposto

Seguindo o mesmo raciocínio que foi utilizado para o sistema já existente na bacia, uma das formas de avaliar os reservatórios na hora da escolha da melhor localização e suas características é comparar a eficiência dos reservatórios em diferentes cenários.

Nas alternativas estudadas, considerou-se a influência dos reservatórios a montante, fazendo uma análise muito mais criteriosa durante o estudo de alternativa do que considerar apenas seu volume e seu efeito numa região específica. A comparação das eficiências encontradas nas duas alternativas pode ser vista na Tabela 5-9.

Tabela 5-9. Eficiências de armazenamento das alternativas estudadas

Evento	Alternativa 1	Alternativa 2
08/12/2009	34,83	37,01
21/01/2010	23,44	38,40
13/12/2010	8,87	38,24
07/01/2011	41,95	53,90

De acordo com as eficiências encontradas, a Alternativa 2, com o reservatório a jusante da bacia, na região mais plana e mais próxima dos pontos de controle é a melhor opção neste estudo.

É possível ainda avaliar a influência do novo reservatório observando um dos pontos de controle acima citados para mostrar a variação da vazão em cada alternativa no trecho do canal em que há ocorrências de inundação nos eventos estudados.

Figura 5-50. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 08/12/2009

Figura 5-51. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 21/01/2010

Figura 5-52. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 13/12/2010

Figura 5-53. Gráfico das vazões no ponto de controle considerando as duas alternativas no evento do dia 07/01/2010

De acordo com os gráficos apresentados pode-se notar que o reservatório da alternativa 2, próximo dos pontos de alagamento, tem um efeito melhor, reduzindo o pico da vazão no ponto de controle, atestando que essa é a melhor alternativa.

6. CONCLUSÕES

A maioria dos estudos de cheias urbanas no Brasil baseia-se na determinação de chuvas pontuais por meio de relações I-D-F. Os valores obtidos podem, ou não, ser estendidos para toda a bacia por meio de coeficientes empíricos de transformação de chuva pontual em chuva média na bacia. Essa metodologia não considera as distribuições espaciais e temporais das tormentas que são significativas nos cálculos de vazão.

A metodologia utilizada neste trabalho avaliou o impacto da distribuição espacial da precipitação aliada as características da bacia obtidas através do MDT com a finalidade de minimizar as limitações dos métodos que utilizam a chuva de projeto homogênea para toda bacia, calculada por I-D-F's, para aprimorar medidas de controle das inundações, e auxiliar na gestão dos sistemas de recursos hídricos.

Os dados de integração associam os dados dos postos meteorológicos aos dados de Radar permitindo considerar o avanço e a intensidade da chuva em cada instante local da bacia de forma precisa.

Com os dados disponibilizados hoje já é possível chegar a resultados mais realistas do que usar as curvas IDF que, além de estarem desatualizadas, não levam em conta a distribuição espacial e geomorfológica da bacia. No entanto, na maior parte do país a rede telemétrica é falha e é preciso ampliá-la para aprimorar os dados observados e aproximar os valores da realidade.

Essa metodologia é baseada na criação de cenários hipotéticos que simulam diversas situações que serão avaliadas no durante o processo de tomada de decisões em projetos de sistema de drenagem.

Ao representar uma bacia hidrográfica no modelo chuva-vazão com suas características detalhadas o mais próximo possível da realidade (declividade, área, largura, comprimento) obtidas através de Modelos Digitais de Terreno, é possível criar cenários simulando a alteração no uso e ocupação do solo, possíveis locais de implantação de estruturas, diferentes eventos extremos, etc.

Para avaliar a variação da precipitação na bacia do córrego Aricanduva, foram utilizados dados do radar meteorológicos associados ao sistema telemétrico que possibilitou avaliar melhor o efeito da precipitação em cada sub-

bacia, notando-se que a precipitação não é homogênea, variando para cada sub-bacia como foi visto nas tabelas de cálculo da eficiência do sistema existente.

Para analisar o efeito da variação da chuva na bacia foi observada sua influência na eficiência dos reservatórios calculada pela relação entre o volume armazenado e a precipitação acumulada numa determinada duração, ponderada pela área de contribuição da seção de entrada do reservatório subtraído o volume dos reservatórios a montante.

Essa influência foi comprovada através da variação dos valores de eficiência para cada reservatório nos diferentes eventos escolhidos. Os eventos apresentaram distribuição espacial da chuva heterogênea ao longo da bacia. Em dois eventos a intensidade de chuva maior foi na porção média da bacia, em um foi maior na porção montante e em outro foi maior na porção jusante.

A baixa eficiência apresentada pelos reservatórios pode ser justificada pois nem sempre o amortecimento ótimo do ponto de vista técnico e/ou econômico é possível, por causa das inúmeras restrições existentes, como disponibilidade de área, restrição de custo, critérios de dimensionamento, entre outros.

Por tratar-se de uma estrutura que ocupa espaço, e possui custos elevados, a adoção de reservatórios de detenção como estrutura de controle de enchente não pode levar em conta apenas o volume calculado através de modelos pois, embora as variáveis hidrológicas, hidráulicas e fisiográficas definam os volumes de reservação é interessante conhecer a ordem de grandeza que esse volume pode assumir, tendo em vista a pesquisa de áreas disponíveis durante o planejamento.

A utilização de cenários nesse caso auxiliaria no planejamento pois seria possível estudar diferentes locais de implantação considerando as limitações encontradas na bacia, tais como, área disponível, diferentes estágios de impermeabilização do solo, etc.

Neste estudo os reservatórios on-line (RAR I, RAR II, RAR III, RLI e RCG) estão localizados em áreas que ainda não estão completamente urbanizadas e foi possível construí-los com volumes maiores. No entanto, foi verificado a necessidade de readequar as descargas. Essas estruturas também poderiam ser verificadas na metodologia.

Já os reservatórios off-line (RAR V, RIN e RRI) estão localizados nas áreas de alta densidade demográfica, completamente urbanizadas. Os volumes

desses reservatórios ficam limitados à restrição local. O custo da desapropriação de terrenos ao redor pode ter inviabilizado a construção de reservatórios maiores nessas regiões.

O modelo hidrológico PCSWMM possui a vantagem de considerar as características geomorfológicas da bacia e a distribuição espacial da chuva. Diferente de modelos como ABC6 que consideram apenas chuva homogênea com redução espacial e não levam em conta a morfologia da bacia, o PCSWMM faz uma simulação mais adequada do sistema.

Com a metodologia proposta, é possível verificar o desempenho do sistema, criando alternativas para solucionar os problemas de drenagem. Nessa metodologia é possível testar, além do volume e da localização de implantação dos reservatórios, as suas estruturas, tais como a entrada e a descarga.

No caso apresentado, dois reservatórios com o mesmo volume e a mesma estrutura de entrada foram testados em locais diferentes. Pode-se avaliar o efeito de ambos no sistema existente e escolher o que melhor atendia as necessidades da bacia. Por essa metodologia é possível alterar as dimensões, as estruturas de entrada e descarga até encontrar a solução mais adequada.

Fica comprovado neste estudo que é inadmissível considerar a chuva homogênea em projetos de sistema de drenagem pois foi observado o efeito da variação nas eficiências dos reservatórios. É necessário mudar metodologias de cálculos desatualizadas para considerar essa influência. No entanto, para haver essa mudança é necessário melhorar a rede telemétrica existente.

A utilização de cenários hipotéticos também é de grande valia no planejamento do sistema de drenagem. Por ser uma estrutura que evita catástrofes, mitiga situações de perigo causados por enchentes, os sistemas de drenagem devem ser avaliados considerando todas as possibilidades de situações e ações possíveis para escolher a estrutura mais adequada à bacia.

Como aspectos inovadores do presente estudo enfatizam-se: (1) a metodologia permite uma descrição mais realista das tormentas de projeto em comparação com as utilizadas atualmente e (2) a qualidade de nossos estudos e projetos tenderá a melhorar na medida em que a metodologia vier a substituir os procedimentos atuais.

7. BIBLIOGRAFIA

- ASPIAZÚ, C., ALVES, L. M., VALENTE, O. F. **Modelos Digitais de Terrenos Conceituação Importância**. Boletim de Pesquisa Florestal, Colombo, nº 21, p27-36, dez. 1990.
- BRASIL. Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica. **Plano de Manejo de Águas Pluviais**. São Paulo, 2012.
- BRASIL. Secretaria de Saneamento e Energia do Estado de São Paulo. **Relatório de Avaliação Ambiental dos componentes do Programa: Programa Mananciais**. São Paulo. 201p, revisado 2009.
- BORGES, A. S.; PEREIRA FILHO, A. J. (2000). **Análise das condições meteorológicas de superfície antecedentes à precipitação de origem convectiva na cidade de São Paulo**. Universidade de São Paulo – USP/IAG/DCA. 7 p.
- CALÇAVARA, R. **Uso de sistemas de informação geográfica e Modelo Digital de Elevação para obtenção de variáveis morfométricas da bacia hidrográfica do córrego São Vicente, Cachoeiro de Itapemirim**. Revista Geonorte, Edição Especial, vol 2, nº 4, p1788-1800, 2012
- CÂMARA, G., CLODOVEU D., MONTEIRO, A. M. V. Introdução à Ciência da Geoinformação. <http://www.dpi.inpe.br/gilberto/livro/introd/>. Acesso em 2014
- CAMORANI, G., CASTELLARIN, A., BRATH, A. **Effects of Land-use Changes on the Hydrologic Response of Reclamation Systems**. Physics and Chemistry of the Earth, Bologna, p 561-574, 2005.
- CANHOLI, A. P., **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. Oficina de textos, São Paulo, 1ª ed, 300 p, 2005.
- CHEN, A., HSU, M. H., TENG, W. H., HUANG, C. J., YEH, S. H., LIEN, W. U. **Establishing the Database of Inundation Potential in Taiwan**. Journal of Natural Hazards, p 107- 132 , 2005
- CHENG, C. T, CHAU, K. W. **Flood Control Management System for Reservoirs**. Environmental Modelling & Software, vol. 19, nº 12, p 1141-1150, 2004.
- COLLISCHONN, W., DORNELES, F. **Hidrologia para Engenharia e ciências ambientais**. ABRH – Associação Brasileira de Recursos Hídricos. 336 p. 2013

COLLISCHONN, W., TUCCI, C. E. M. **Ajuste Multiobjetivo dos Parâmetros de um Modelo Hidrológico**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol 8, nº 3, p 27-39, jul/set 2003.

COLLODEL, M. G. **Aplicação do modelo hidrológico SWMM na avaliação de diferentes níveis de detalhamento da bacia hidrográfica submetida ao processo de transformação chuva-vazão**. 225 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CRUZ, M. A. S. C, TUCCI, C. E. M, **Otimização das Obras de Controle de Cheias em uma Bacia Urbana**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 12, nº 2, p 63-80, abr/jun 2007.

DENAULT, C. MILLAR, R.G., LENCE, B. J. **Assessment of Possible Impacts of Climate Change in na Urban Catchment**. Journal of the American Water Resources Association – American Water Resources Associations. p 685-697, jul 2006

DODOV, B.; GEORGIU, E. F. (2005). **Incorporating the spatio-temporal distribution of rainfall and basin geomorphology into nonlinear analyses of streamflow dynamics**. Advances in Water Resources 28, pp. 711-728.

FANG, Z., ZIMMER, A., BEDIENT, P. B., ROBINSON, H., CHRISTIAN, J., VIEUX, B. E. **Using a Distributed Hydrologic Model to Evaluate the Location of Urban Development and Flood Control Storage**. Journal of Water Resources Planning and Management, p 597-601, sep/oct 2010.

FORD, D. T, KILLEN, J. R. **PC-Based Decision-Support System for Trinity River**. Journal of Water Resources Planning and Management, nº 121 (5), p 375-381.

GARCIA, J. I. B., PAIVA, E. M. C. D. **Monitoramento Hidrológico e Modelagem da Drenagem Urbana da Bacia do Arroio Cancela – RS**. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol 11, nº 4, p 99-10, out/dez 2006.

HUBER, W. C., DICKINSON, R. E. **Storm Water Management Model, Version 4: User's Manual**. U. S. Enviromental Protect Agency. Athens, Georgia.

HSU, M. H., CHEN, S. H., CHANG, T. J. **Inundation Simulation for Urban Drainage Basin with Storm Sewer System**. Journal of Hydrology, 234, p 21-37, 2000,

Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas. **Boletim Climatológico Trimestral da Estação Meteorológica do IAG/USP – DJF 2009/2010**. Universidade de São Paulo, 19p

Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas. **Boletim Climatológico Trimestral da Estação Meteorológica do IAG/USP – DJF 2010/2011**. Universidade de São Paulo, 28p

JENIFFER, K.; SU, Z.; WOLDAI, T.; MAATHUIS, B. **Estimation of spatial-temporal rainfall distribution using remote sensing techniques: A case study of Makanya catchment, Tanzania**. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation 125, pp. 590-599, 2010.

KIM, K. U, SUNG, W. P., SEONG, H. S, HYUN, S. H. JEON, T. G., KIM, C. S. **Constrution of a Real-time Urban Inundation Analysis System based on UIS using SWMM**. Fifth International Conference on Software Engineering Research, Management and Applications. Korea, p 38-43, 2007.

KUSUMASTUTI, D. I., STRUTHERS, I, SIVAPALAN, M., REYNOLDS, D. A.. **Threshold effects in catchment storm response and the occurrence and magnitude of flood events: emplications for flood frequency**. Hydrology and Earth System Sciences, pp 1515-1528, 2007

MARSHALL, J. S., PALMER, W. MCK. The distribution of raindrops with size. Journal of Meteorology, v 5, p165-166, 1948

OLIVEIRA, A. P; DIAS, P. L. S. (1982). **Aspectos observacionais da brisa marítima em São Paulo**. In: Congresso Brasileiro de Meteorologia, Pelotas, 1982, 2, pp 129-145.

PEREIRA FILHO, A.; HALLAK, R.; BARROS, M. T. L. B. (2004). **Aspectos sócios-econômicos e hidrometeorológicos das enchentes na Região Metropolitana de São Paulo no período de 2000 a 2004**. In Anais Simpósio Brasileiro de Desastres Naturais, Florianópolis, 2004, 1, pp 633-642.

RENNO, D. C.; SOARES J. V. **Modelos Hidrológicos para Gestão Ambiental**. INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, 2000.

ROCHA FILHO, K. L. (2010). **Modelagem hidrológica da Bacia do Rio Pirajuçara com TOPMODEL, telemetria e radar meteorológico**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. 138 p.

ROSSMAN, L. A. Storm Water Management Model: User's Manual, version 5,0. Enviromental Protection Agency – EPA, United State, p 285, 2010

SANTOS, L. L. **Modelos hidráulicos-hidrológicos: Conceitos e Aplicações**. RBGF – Revista Brasileira de Geografia Física, Recife, vol. 2 nº 3, p. 01-19, set-dez 2009.

SÃO PAULO. Secretaria Municipal de Desenvolvimento Urbano. **PDE 10 anos: Plano Diretor Estratégico da Cidade de São Paulo**. São Paulo: SMDU, p. 228, 2012.

SILVA, A. B. **Sistemas de informações Georeferenciadas: conceitos e fundamentos**. Unicamp, Campinas, 236 p, 1999.

SILVA, G. C. M. S. Opções de Adaptação às Mudanças do Clima para a Bacia do Rio Aricanduva. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, 86 p. 2010.

SLUTZMAN, J. E. SMITH, J. A. **Effects of flood control structures on flood response for hurricane Floyd in the Brandywine Creek Watershed, Pennsylvania**. Journal of hydrologic engineering, p 432-441, set-out 2006.

TUCCI, C. E. M.; MARQUES, D. M. **Avaliação e Controle da Drenagem Urbana**. 1ª Ed. Porto Alegre, Editora Universitária UFRGS, 2000. 680p

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. 2ª Ed. Porto Alegre, Editora Universitária UFRGS, 1998. 680p.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4ª Ed. Porto Alegre, Editora Universitária UFRGS. 2009. 943p.

URBONAS, B., STAHR, P. **Stormwater Detention for Drainage, Water Quality and CSO Management**. New Jersey, PTR – Practice Hall, Inc., 1990.

TUCCI, C. E. M. (2011). **Curvas de intensidade de precipitação – Duração e Frequência**. Blog do Tucci: Recursos Hídricos e Meio Ambiente,

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Hurricane and Storm Damage Risk Reduction System Design Guidelines. New Orleans, 2012. 606 p.

U. S. DEPARTMENT OF HOMELAND SECURITY, FEMA. **Operating Guidance nº 8-12**. Washington, 2012. 47 p.

<http://rhama.net/wordpress/?p=236>.

www.cpa.unicamp.br/outras-informacoes/clima-dos-municipios-paulistas.html - classificação Köppen

www.cgesp.org – Dados de inundação

ANEXO I

I. ARICANDUVA I (RAR I)

Tabela I. Ficha técnica - Aricanduva

REFERÊNCIA	RAR I
LOCALIZAÇÃO	Estrada do Iguatemi (continuação da Av Ragueb Chohfi) – Cidade Tiradentes
CÓRREGO	Aricanduva
ANO DE INAUGURAÇÃO	2000
SUBPREFEITURA	São Mateus
VOLUME	369500,00 m3.
TIPO DE RESERVATÓRIO	In-line
REVESTIMENTO	Natural (sem revestimento)
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Gravidade; ✓ Canal de fundo para a vazão natural; ✓ Vertedor.

Na simulação não foi considerada a estrutura de entrada, pois foi adotado que o reservatório receberia a contribuição da bacia a montante, desconsiderando o canal nessa bacia.

Figura I-1. Planta e vista aérea do RAR I

Figura I-2. Vertedor de Saída do RAR I

Figura I-3. Canal de descarga do RAR I

II. LIMOEIRO (RLI)

Tabela II. Ficha técnica - Limoeiro

REFERÊNCIA	LI
LOCALIZAÇÃO	Cruzamento das Avenidas Ragueb Chohfi e Bento Guelfi – Cidade Tiradentes
CÓRREGO	Limoeiro
ANO DE INAUGURAÇÃO	2000
SUBPREFEITURA	São Mateus
VOLUME	456000,00 m3
TIPO DE RESERVATÓRIO	In-line
REVESTIMENTO	Natural (sem revestimento)
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Gravidade; ✓ Canal de fundo para a vazão natural; ✓ Vertedor.

Da mesma forma que o RAR I a simulação não leva em conta a estrutura de entrada.

Figura II-1. Planta e vista aérea do LI

Figura II-2. Estrutura de Descarga do LI

III. ARICANDUVA II (RAR II)

Tabela III. Ficha Técnica – Aricanduva II

REFERÊNCIA	RAR II
LOCALIZAÇÃO	Rua Tamandiba, próximo a Av Ragueb Chohfi – Cidade Tiradentes
CÓRREGO	Aricanduva
ANO DE INAUGURAÇÃO	2002
SUBPREFEITURA	São Mateus
VOLUME	314900,00 m ³
TIPO DE RESERVATÓRIO	In-line
REVESTIMENTO	Natural (sem revestimento)
ENTRADA	Canal com 3 células retangulares
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Gravidade; ✓ Canal de fundo para a vazão natural; ✓ Vertedor.

Figura III-1. Planta e vista aérea do RAR II

Figura I-2. Estrutura de Entrada do RAR II

Figura III-3. Estrutura de descarga do RAR II

IV. CAGUAÇÚ (RCG)

Tabela IV. Ficha Técnica - Caguaçu

REFERÊNCIA	RCG
LOCALIZAÇÃO	Rua Tamandiba, próximo a Av Ragueb Chohfi – Cidade Tiradentes
CÓRREGO	Caguaçu
ANO DE INAUGURAÇÃO	1999
SUBPREFEITURA	São Mateus
VOLUME	435259 m3
TIPO DE RESERVATÓRIO	In-line
REVESTIMENTO	Natural (sem revestimento)
ENTRADA	Canal com 3 células retangulares
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Gravidade; ✓ Canal de fundo para a vazão natural; ✓ Vertedor.

Figura IV-1. Planta e vista aérea do RCG

Figura IV-2. Vertedor de descarga do RCG

Figura IV-3. Canal de descarga de fundo do RCG

V. ARICANDUVA III (RAR III)

Tabela V. Ficha Técnica – Aricanduva III

REFERÊNCIA	RAR III
LOCALIZAÇÃO	Entre Avenidas Raguebi Chohfi e Aricanduva
CÓRREGO	Aricanduva e Caguaçu
ANO DE INAUGURAÇÃO	2002
SUBPREFEITURA	São Mateus
VOLUME	252.596 m ³
TIPO DE RESERVATÓRIO	In-line
REVESTIMENTO	Natural (sem revestimento)
ENTRADA	Duas entradas com 2 células retangulares cada uma
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Gravidade; ✓ Canal de fundo para a vazão natural; ✓ Vertedor.

Figura V-1. Planta e vista aérea do RAR III

Figura V-2. Estruturas de entrada do RAR III

Figura V-3. Estrutura de descarga do RAR III

VI. INHUMAS (RIN)

Tabela VI. Ficha Técnica - Inhumas

REFERÊNCIA	RIN
LOCALIZAÇÃO	Rua Arraías do Araguaia
CÓRREGO	Inhumas
ANO DE INAUGURAÇÃO	2002
SUBPREFEITURA	São Mateus
VOLUME	97375,38 m ³
TIPO DE RESERVATÓRIO	Off-line
REVESTIMENTO	Concreto
ENTRADA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Estrutura no canal para desviar a vazão excedente para o reservatório; ✓ Vertedor Lateral
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bombeamento ✓ 5 conjuntos motor-bomba;

Figura VI-1. Planta e vista aérea do RIN

Figura VI-2. Estrutura de Entrada do RIN

Figura VI-3. Estrutura de desvio no Córrego Inhumas (planta)

Figura VI-4. Estrutura de desvio no Córrego Inhumas (corte)

Figura VI-5. Sistema Motor-bomba do RIN

Figura VI-6. Descarga do RIN

VII. ARICANDUVA V (RAR V)

Tabela VII. Ficha Técnica – Aricanduva V

REFERÊNCIA	RAR V
LOCALIZAÇÃO	Avenida Aricanduva (próximo ao Shopping Aricanduva)
CÓRREGO	Aricanduva
ANO DE INAUGURAÇÃO	2002
SUBPREFEITURA	Itaquera
VOLUME	153117,5 m ³
TIPO DE RESERVATÓRIO	Off-line
REVESTIMENTO	Concreto
ENTRADA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Estrangulamento do canal para desviar a vazão para o reservatório ✓ Vertedor Lateral
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bombeamento ✓ 7 conjuntos motor-bomba;

Figura VII-1. Planta e vista aérea do RAR V

Figura VII-4. Canal de descarga do RAR V

VIII. RINCÃO (RIR)

Tabela VIII. Ficha Técnica - Rincão

REFERÊNCIA	RRI
LOCALIZAÇÃO	Entre a Rua Demini e a linha do metrô, entre as estações Penha e Vila Matilde.
CÓRREGO	Rincão
ANO DE INAUGURAÇÃO	2002
SUBPREFEITURA	Penha
VOLUME	297.321,4m ³
TIPO DE RESERVATÓRIO	Off-line
REVESTIMENTO	Concreto
ENTRADA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Estrutura no canal para desviar a vazão excedente para o reservatório; ✓ 2 vertedores laterais
DESCARGA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Bombeamento ✓ 5 conjuntos motor-bomba; ✓ Comporta para descarga por gravidade (desativada)

Figura VIII-1. Planta e Vista aérea do RRI

Figura VIII-2. Estrutura de Entrada do RIR

Figura VIII-3. Estrutura de desvio de vazão no Córrego Rincão

Figura VIII-4. Estrutura de Entrada do RRI

Figura VIII-5. Estrutura de desvio no Córrego Inhumas

Figura VIII-6. Canal de interligação entre os dois tanques do RRI

Figura VIII-7. Sistema motor-bomba do RRI