LÍGIA DE SOUZA GIRNIUS

Análise comparativa do efeito da distribuição espaço-tempo em eventos pluviométricos intensos na formação de vazões em bacias urbanas

**São Paulo
2016**

LÍGIA DE SOUZA GIRNIUS

Análise comparativa do efeito da distribuição espaço-tempo em eventos pluviométricos intensos na formação de vazões em bacias urbanas

**Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do Título de
Mestre em Ciências**

**São Paulo
2016**

LÍGIA DE SOUZA GIRNIUS

Análise comparativa do efeito da distribuição espaço-tempo em eventos pluviométricos intensos na formação de vazões em bacias urbanas

**Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São
Paulo para obtenção do Título de
Mestre em Ciências**

**Área de Concentração:
Engenharia Hidráulica e Sanitária**

**Orientador: Prof. Dr. José Rodolfo
Scarati Martins**

**São Paulo
2016**

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 11 de julho de 2016

Assinatura do autor::

Ligia S. Gimius

Assinatura do orientador:

José Roberto

Catálogo-na-publicação

Gimius, Ligia de Souza

Análise comparativa do efeito da distribuição espaço-tempo em eventos pluviométricos intensos na formação de vazões em bacias urbanas / L. S. Gimius -- versão corr. -- São Paulo, 2016.

175 p.

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

1.drenagem urbana 2.hidrologia I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental II.t.

RESUMO

Esta pesquisa tem como finalidade discutir os impactos da variabilidade espacial e temporal de precipitações intensas nas vazões de cursos d'água em bacias urbanizadas mediante a análise de dados históricos da pluviometria obtidos durante eventos críticos. A bacia hidrográfica do rio Tietê, em sua porção mais urbanizada, é a área objeto deste estudo. Após uma revisão sobre o tema na literatura específica, foram desenvolvidas chuvas de projeto com os padrões observados e com padrões teóricos, frequentemente utilizados na geração das tormentas sintéticas. O volume total precipitado foi associado ao período de retorno (TR) de 100 anos, a partir da análise estatística de chuvas pontuais e pela aplicação de fatores de redução de área (FRA) observados na área em estudo e de outras regiões, que vêm sendo utilizados em projetos de drenagem, sem qualquer estudo de validação; o intuito foi o de demonstrar a importância da definição de FRA específicos, a fim de evitar superdimensionamentos e otimizar as soluções. As chuvas de projeto foram aplicadas num modelo matemático de transformação chuva-vazão, devidamente calibrado, para obtenção das vazões de projeto resultantes no limite de jusante da bacia hidrográfica, frente aos diferentes padrões de solicitações hidrológicas.

Para auxiliar a calibração do modelo estavam disponíveis dados dos postos telemétricos do Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo - SAISP, curvas-chave e, para melhor representação dos eventos de precipitação observados, pode-se contar com as imagens do radar de Ponte Nova, em complementação às informações da rede de superfície. A comparação dos resultados obtidos no modelo hidrológico mostrou que os efeitos dos parâmetros variáveis (volume, distribuição espacial e temporal) são expressivos na composição dos hidrogramas de projeto. Dos testes realizados, identificaram-se as situações mais e menos críticas para a bacia, em termos de distribuição espacial e temporal e duração da chuva de projeto, além de estabelecer as diferenças no dimensionamento do sistema de drenagem pela adoção de FRA específico. Concluiu-se que, pela metodologia proposta, é possível chegar a vazões máximas de projeto apenas pela simulação de tormentas sintéticas, com diferenças de 10% a 20% das tormentas observadas maximizadas. Há, no entanto, a necessidade de realização de estudos adicionais, tanto para definição dos valores de FRA específicos, quanto de simulação de quantidade maior de padrões críticos observados, para a aplicação prática das indicações desse estudo com maior confiabilidade.

Palavras-chave: Distribuições espaciais e temporais, chuvas de projeto, tormentas sintéticas, fator de redução de área, modelagem hidrológica, vazões de projeto.

ABSTRACT

This research aims to discuss the impact of the spatial and temporal variability of heavy rainfall in the river flows in urbanized catchments by the historical rainfall data analysis obtained during critical events. The Tiete River catchment, in its most urbanized portion, is the subject of study of this research. After a review of the subject in the specific literature, design rainfall was developed along with the observed and theoretical patterns, often used in the generation of synthetic storms. The total volume precipitated was associated with the 100 years return period (RP), from the statistical analysis of point rainfall and for the application of areal reduction factors (ARF) observed in the study area and in other regions, which have been used in drainage projects without any validation study; the intention was to demonstrate the importance of the definition of specific ARF, in order to avoid oversizing and optimizing solutions. The design precipitation was applied on rainfall-runoff mathematical model, properly calibrated, so as to obtain the resulting design flow at the downstream boundary of the catchment, facing the different patterns of hydrological solicitations.

In order to assist the calibration of the model, available data has been used from telemetric stations of the *Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo (Sao Paulo Flooding Alert System) - SAISP*, discharge curves, and for better representation of the observed precipitation events, can be counted on the images taken from the *Ponte Nova* radar, as a complement to the information from the surface network. The comparison of the results of the hydrological model has shown that the effects of the variable parameters (volume, spatial and temporal distributions) are significant in the composition of the design hydrograph. Out of the performed tests, the most and the least critical situations were identified concerning the catchment in terms of both spatial and temporal distribution as well as the duration of the design storm. Also, the differences in the dimensions of the of the drainage system design were established by the adoption of specific ARF. Thus, it has been concluded, according to the proposed methodology, that it is possible to reach maximum design flow just by simulating synthetic storms, with differences ranging from 10% to 20% of the observed storms maximized. However, there is a need for additional studies, either to set up setting specific values of ARF or to simulate a larger quantity of critical patterns observed, in order to apply the indications of this study with higher reliability.

Keywords: spatial and temporal distributions, design storms, synthetic storms, area reduction factor, hydrological modeling, design flows.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	4
2	OBJETIVOS	8
3	MATERIAL E MÉTODOS.....	10
4	DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE CHUVAS INTENSAS.....	12
4.1	Modelos Empíricos	13
4.2	Modelos Analíticos	21
4.3	Experiência Nacional	24
4.4	Resumo dos Principais Estudos de Estimativa do FRA	27
4.5	Padrões de Análise de Precipitação sobre uma Área para Cálculo do FRA.....	31
5	DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL PARA CHUVAS DE PROJETO	37
6	MODELOS CHUVA-VAZÃO	45
7	ESTUDO DE CASO	52
7.1	Descrição Geral	52
7.2	Base de Dados	54
7.2.1	<i>Caracterização Física das Sub-Bacias da BAT</i>	<i>55</i>
7.2.2	<i>Uso e Ocupação do Solo</i>	<i>57</i>
7.2.3	<i>Estruturas Hidráulicas</i>	<i>58</i>
7.2.4	<i>Dados Hidrológicos</i>	<i>69</i>
7.3	O Modelo Hidrológico da BAT.....	76
7.3.1	<i>Ferramenta de Modelagem</i>	<i>76</i>
7.3.2	<i>Topologia da Rede de Drenagem da BAT.....</i>	<i>81</i>
7.3.3	<i>Dados de Entrada.....</i>	<i>83</i>
7.3.4	<i>Calibração do Modelo Matemático</i>	<i>86</i>
7.4	Simulação das Chuvas de Projeto	94
7.4.1	<i>Distribuições Observadas</i>	<i>99</i>
7.4.2	<i>Distribuições Sintéticas</i>	<i>124</i>
7.5	Vazões de Projeto.....	131
8	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	136
9	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	146
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150
	APÊNDICE A – DADOS DOS RESERVATÓRIOS DE RETENÇÃO DA BAT	155

1 INTRODUÇÃO

A definição da chuva de projeto é um dos fatores mais importantes no dimensionamento de obras de drenagem urbana, tendo em vista que é a principal forçante de modelos de transformação chuva-vazão (BARBALHO, 2012). A aplicação da chuva de projeto resulta nos principais contornos das intervenções a serem propostas, tais como: os custos e os mecanismos de gerenciamento das emergências. Os modelos matemáticos usualmente empregados quando faltam observações diretas de descarga durante eventos de precipitação sobre uma bacia fornecem as vazões máximas nas seções de controle do curso d'água, denominadas vazões de projeto, para as quais deverão ser dimensionadas as obras de drenagem ou adotadas medidas de gestão e manejo das águas pluviais.

As precipitações de projeto em estudos hidrológicos têm três características: volume, distribuição espacial e distribuição temporal (BEMFICA, GOLDENFUM e SILVEIRA, 2000). O volume é estimado a partir de análises estatísticas das alturas de chuva ou intensidades médias registradas em postos pluviométricos/pluviográficos da rede de monitoramento, para durações e frequências dos eventos. Admite-se que a variação espacial da chuva em bacias pequenas, consideradas como tendo até 25 km² (WATT e MARSALEK, 2013), é mínima e, por isso admite-se, para modelagem da transformação chuva-vazão, que chuvas uniformes são suficientes para definir os contornos do projeto. Em bacias de médio e grande porte, nas quais a distribuição espacial da chuva não é homogênea, adotam-se fatores de redução da chuva pontual para chuva média sobre a área, aqui denominados FRA. A estimativa de FRA vem sendo aprimorada com a utilização de imagens de radares meteorológicos que apresentam ótima resolução espacial, assim como sua integração com dados de redes de superfície para aprimorar a estimativa das alturas de chuvas nos planos do radar (DURRANS, JULIAN e YEKTA, 2002) e também a representação da movimentação das tormentas, que atuam fortemente nas estimativas das contribuições de afluentes, tanto em termos de pico de vazão como no formato dos hidrogramas.

A distribuição temporal de eventos de chuva é outra importante característica pluviométrica, que representa a variação do volume precipitado no tempo. Em muitos casos não se tem dados suficientes para caracterização da forma dos hietogramas críticos para o local em estudo e, por isso, são usados padrões observados em outras regiões, baseados em curvas de distribuição acumulada. Estas curvas, construídas a partir de dados observados e ajustadas segundo critérios matemáticos e estatísticos são adotadas para restituir o hietograma do evento crítico,

através de um processo de desagregação. Os métodos de desagregação mais utilizados para redistribuição temporal das chuvas são Blocos Alternados, *Soil Conservation Service* (SCS) e os propostos por Huff, Wiesner e Hershfield (TUCCI, PORTO e BARROS, 1995). Outra opção, assim como para as distribuições espaciais, é o emprego de distribuições de chuvas intensas observadas na bacia de interesse.

Dadas as diferentes formas de concepção de uma chuva de projeto, a escolha das distribuições espaciais e temporais é um fator determinante para a definição de vazões de projeto nas seções dos rios, que, dependendo da metodologia a ser aplicada, podem resultar em valores bastante distintos.

Nesse contexto cita-se a bacia do Alto Tietê - BAT que abrange praticamente toda a Região Metropolitana de São Paulo - RMSP, cujo curso d'água principal é o rio Tietê. Esta bacia é emblemática por suas dimensões e importância econômica. Nos últimos anos, mesmo após a conclusão das obras de ampliação da canalização de trechos do rio Tietê (Trecho I - Barragem Móvel até UHE Edgar de Souza e Trecho II - Barragem da Penha até Barragem Móvel) em 2005, foram registradas pelo menos 7 (sete) falhas do sistema principal, com diversos pontos de extravasamento ao longo do Rio Tietê. A capacidade de projeto da calha do Rio Tietê na região da Barragem Móvel (confluência do Rio Pinheiros com o Rio Tietê) é de 1.048 m³/s (DAEE, 1999), mas estima-se que esta se encontra bastante reduzida devido ao assoreamento do fundo do canal (DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014), apesar dos intensos esforços do Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE de limpeza e desassoreamento desse curso d'água tão importantes para São Paulo.

Os eventos de 25 de maio de 2005, 8 de dezembro de 2009 e 11 de janeiro de 2011 registraram picos de vazão da ordem de 1.175 m³/s, 1.090 m³/s e 1.320 m³/s, respectivamente, com base na curva de descarga da Barragem Móvel e no monitoramento de nível realizado pela rede telemétrica do SAISP, reforçando a ideia de que outros fatores, além do volume precipitado, influenciam significativamente nas vazões máximas obtidas em bacias de grande porte. Essas tormentas, que foram críticas para a BAT, são consideradas de alta recorrência, ou seja, de período de retorno baixo, haja vista que foram registrados extravasamentos do canal por mais de cinco vezes na última década.

Assim, pode-se presumir que a reavaliação das tormentas críticas de projeto na bacia deve considerar também os importantes efeitos da variabilidade espacial e temporal desses eventos

(GIRNIUS e MARTINS, 2014), apesar de se saber que outros fatores tem influência na ocorrência de um evento que resulta em comportamento crítico da bacia, além da condição meteorológica, já que não há linearidade no processo de transformação de precipitação em vazão e em elevação dos níveis d'água, tais como: a condição precedente de saturação do solo e o desempenho esperado dos sistemas de drenagem, que dependem principalmente da situação de manutenção e operação das obras hidráulicas implantadas (CANHOLI, 2009).

Cabe salientar que as distribuições espaciais e temporais reais observadas não são usualmente consideradas em estudos hidrológicos para definição da tormenta de projeto, uma vez que o monitoramento contínuo destas características não é ainda corrente. Entretanto, no caso da BAT, a existência de extensa rede de monitoramento automático (por telemetria) e atmosférico (através de radar) permite não apenas a apreciação dos eventos reais ocorridos, mas também sua parametrização para emprego mais generalizado.

Portanto, essa pesquisa foi desenvolvida com o intuito de testar um método de geração de tormentas críticas para definição de hidrogramas de projeto compatíveis com a frequência pré-definida, de forma a auxiliar a tomada de decisão no planejamento e gestão da drenagem urbana de bacias complexas, evitando-se tanto o subdimensionamento quanto o superdimensionamento de intervenções e obras hidráulicas que, no primeiro caso, resultariam em ameaças não previstas à população sujeita às enchentes e, no segundo caso, impactos no orçamento, com a proposição de soluções antieconômicas.

Para atingir tal objetivo, essa pesquisa foi estruturada de forma a apresentar uma revisão da literatura relevante já publicada sobre distribuições espaciais (item 4) e temporais (item 5) teóricas de tormentas de projeto. Complementarmente, no item 6, é apresentado mais detalhadamente o *software* CA_{bc}, selecionado como instrumento para modelagem da transformação chuva-vazão nesta pesquisa, pela sua rapidez no fornecimento de respostas hidrológicas de bacias complexas, considerando que a grande maioria dos parâmetros envolvidos no processo estão associados a características físicas que podem ser obtidas diretamente da base topográfica ou estimadas com facilidade a partir desses atributos, além da possibilidade de realização de adaptações no código-fonte que permitiram a geração e atribuição por sub-bacia de padrões de chuvas sintéticos automaticamente.

No item 7 é descrita a bacia do Alto Tietê, que foi a área escolhida para essa análise dos efeitos da distribuição espaço-tempo em eventos pluviométricos intensos na formação de

vazões em bacias urbanas, devido a sua grande importância local e regional, por se tratar da área mais desenvolvida do País e também por dispor de um sistema de monitoramento hidrometeorológico mínimo para auxiliar na calibração do modelo matemático e na análise dos padrões de chuva observados que foram críticos. Neste mesmo item são detalhadas as etapas de montagem da base de dados do modelo, de geração de chuvas de projeto para distribuições observadas e sintéticas e de obtenção das vazões de projeto frente às diversas solicitações hidrológicas.

Os itens 8 e 9 contêm, respectivamente, uma análise de todas as simulações realizadas e as principais conclusões dessa pesquisa, aliada a recomendações de estudos complementares de forma a aperfeiçoar os conceitos desenvolvidos nesse estudo.

2 OBJETIVOS

O objetivo geral deste estudo é avaliar um método de geração de tormentas críticas, com diferentes distribuições espaciais e temporais em bacias urbanas, com base em eventos críticos observados representados a partir de imagens de radar e postos de superfície, e também por chuvas sintéticas geradas por distribuições teóricas, para definição de hidrogramas de projeto compatíveis com uma frequência pré-definida, de forma a auxiliar a tomada de decisão no planejamento e gestão da drenagem urbana de bacias complexas, evitando-se tanto o subdimensionamento quanto o superdimensionamento de intervenções e obras hidráulicas. Dessa forma, a pesquisa foi dividida em duas etapas:

- ✓ Revisão do método de estimativa da distribuição espacial e temporal da chuva para utilização em modelagem hidrológica para projetos de drenagem urbana;
- ✓ Estudo de caso: aplicação do método na bacia do rio Tietê, até sua confluência com o rio Pinheiros, comparação entre os resultados da aplicação de chuvas sintéticas e de chuva observadas maximizadas a partir dos eventos críticos e análise crítica dos resultados para recomendação ou não da aplicação do método proposto em estudos hidrológicos em bacias urbanas;

Complementarmente, os objetivos específicos da pesquisa são:

- ✓ Análise dos padrões de distribuições espaciais e temporais de eventos críticos observados na bacia do rio Tietê frente àqueles normalmente utilizados em estudos de macrodrenagem e para verificar se há similaridade ou disparidade entre eles;
- ✓ Comparação dos resultados de FRAs resultantes para a área de estudo pelas curvas do TP-29 - Parte 1 do USWB (1957), equacionadas por Leclerc e Schaake (1972), e pelas curvas estabelecidas por Martins, Girnius e Pinto (2014), que apresentaram as relações FRA obtidas para precipitações com diferentes características, em função da duração do evento, da área de drenagem e, no último estudo, da precipitação máxima para demonstrar a importância da realização de estudos de FRA específicos para bacia hidrográficas de grande porte;

- ✓ Maximização dos planos de chuva observados durante eventos pluviométricos intensos na bacia do rio Tietê, tendo como referência a estatística do posto IAG e as curvas de FRA e a geração de chuvas de projeto sintéticas com base nas distribuições espaciais e temporais obtidas na literatura específica, e; aplicação dos mesmos em modelo chuva-vazão calibrado com os dados da rede de monitoramento do SAISP desenvolvido no software CAbc para obtenção das vazões máximas resultantes no rio Tietê na Barragem Móvel para as diversas chuvas de projeto, na tentativa de definição do padrão de distribuição espacial e temporal crítico sintético para a bacia em estudo, considerando os resultados da aplicação das distribuições observadas maximizadas no modelo hidrológico.

3 MATERIAL E MÉTODOS

A revisão bibliográfica apresentada nos capítulos 4, 5 e 6 subsequentes discorre sobre distribuições espaciais e temporais de chuvas intensas e *softwares* de simulação da transformação chuva-vazão em áreas urbanas, respectivamente. Com base nessa análise da literatura específica e utilizando critérios de aplicabilidade na área em estudo, considerando sua ampla utilização no mundo e no Brasil, suas vantagens e simplicidades na aplicação em análises de bacias urbanas, foram definidas as melhores alternativas / ferramentas de apoio ao estudo, visando ao caso específico da bacia do rio Tietê.

Foram levantados os dados existentes para a área de estudo de interesse para essa pesquisa, tal como o histórico do monitoramento da rede telemétrica do SAISP para seleção de eventos críticos, tendo como referência os totais precipitados e os níveis d'água registrados nos postos do rio Tietê e em seus principais afluentes. Para esses períodos foi realizada a integração dos dados pluviométricos com as imagens do radar meteorológico de Ponte Nova pelo método denominado *conditional merging*, que resultará em planos de chuva com resolução espacial de 2 km x 2 km e temporal ainda a ser definida, podendo chegar a até 5 minutos.

O modelo hidrológico de transformação chuva-vazão foi estruturado no CAbc a partir da topografia, de informações das estruturas hidráulicas (barragens, elevatórias e reservatórios de retenção), taxas de impermeabilização e dos pontos de controle, que são os postos da rede do SAISP. O CAbc foi utilizado especialmente para esse trabalho para leitura de arquivos de chuva distribuída e instantânea (a cada passo de tempo), sendo uma das suas principais vantagem frente aos demais, pois a influência das distribuições espacial e temporal é justamente um item que se pretende avaliar no estudo.

Dessa maneira, foram considerados os eventos críticos ocorridos na área de estudo para a calibração do modelo matemático e também representadas as distribuições espaciais e temporais observadas durante esses eventos mais críticos.

Para a análise do efeito sobre as vazões no rio Tietê das precipitações com diferentes distribuições espaço-tempo foram elaboradas chuvas de projeto baseadas nestes eventos críticos observados e também por métodos apresentados na literatura. A maximização dos eventos registrados foi feita pela aplicação de FRAs às estimativas de volumes críticos precipitados com base nos dados do posto de referência da RMSP que é o do Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo, conhecido como IAG-USP, cujos

estudos estatísticos estão consolidados para durações inferiores a 24h na publicação Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo (MARTINEZ e MAGNI, 1999). Para aplicação de FRAs e distribuições temporais teóricas foram utilizadas as curvas e equações levantadas na revisão bibliográfica, selecionando aquelas com aplicação mais frequente em estudos hidrológicos em bacias urbanas de grande porte.

A calibração do modelo foi realizada a partir dos registros históricos dos postos do SAISP¹ associados às curvas-chave nos locais de medição quando disponíveis, dos postos da EMAE (barragens) e da SABESP (reservatórios de amortecimento) associados a curvas de descarga e às regras operacionais. Para as bacias onde não há monitoramento foram utilizados parâmetros de calibração de bacias semelhantes do entorno.

As chuvas de projeto foram aplicadas no modelo hidrológico para obtenção das vazões de projeto para as diversas distribuições espaço-tempo consideradas. Com os resultados, foi possível fazer uma análise comparativa, buscando identificar as variações nas vazões, os métodos que geram vazões mais extremas, para mais ou para menos, e as regiões da bacia que têm maior influência sobre os hidrogramas de cheia no rio principal. Para essa última análise previu-se a translação dos núcleos dos eventos observados maximizados pela área de drenagem do rio Tietê, com o intuito de identificar as sub-bacias cujas contribuições são mais críticas na composição dos hidrogramas do curso d'água principal.

A análise dos resultados se deu através da comparação entre as vazões máximas resultantes no rio Tietê na altura da Barragem Móvel, ponto selecionado nesse estudo por representar o exutório de uma parcela significativa da BAT, obtidas para as diversas distribuições espaço-tempo simuladas no modelo CAbc.

Além disso, uma avaliação adicional foi feita buscando identificar as distribuições mais críticas para a bacia do rio Tietê: áreas que mais contribuem para os picos de vazão no rio principal; quantidade de chuva precedente ao evento principal crítica para as condições atuais de uso e ocupação do solo; eventos mais longos ou de maior intensidade; entre outras questões que influenciam no escoamento superficial de bacias dessa magnitude.

¹ Sistema de Alerta contra Inundações de São Paulo (www.saisp.br)

4 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DE CHUVAS INTENSAS

A precipitação pontual é adotada em estudos hidrológicos como representativa de áreas de cerca de 25 km² (WATT e MARSALEK, 2013), devido à baixa variabilidade espacial da chuva em bacias pequenas. Para bacias cuja área supera esse valor, o manual de gestão de sistemas de drenagem da *American Society of Civil Engineers* - ASCE (1992) recomenda a utilização de um fator de redução da chuva pontual, obtido a partir do tratamento estatístico dos dados das estações de observação, para se considerar um volume total precipitado menor sobre uma bacia hidrográfica, assim como se observa na natureza. Ou seja, o fator de redução de chuva pontual para chuva efetiva numa bacia, denominado FRA, é muito importante para o desenvolvimento de projetos de macrodrenagem, especialmente quando são utilizados modelos de simulação concentrados ou quando não se dispõe de padrões observados de chuva distribuída.

A fim de considerar o efeito da distribuição espacial em modelos concentrados, diferentes correlações de redução ponto x área foram estabelecidas, sendo as mais conhecidas aquelas desenvolvidas pelo *United States Weather Bureau* - USWB (1957) e por Miller, Frederick e Tracey (1973). Essas relações vêm sendo utilizadas largamente no Brasil sem qualquer verificação das características hidrológicas da região ou validação dos valores, etapa esta considerada de extrema necessidade principalmente para estudos de grandes áreas de drenagem, nas quais a variabilidade espacial da chuva é mais expressiva durante eventos críticos (MARTINS, GIRNIUS e PINTO, 2014). Vale salientar que os métodos de determinação de FRA são frequentemente afetados por erros que podem resultar em grande imprecisão na definição das tormentas de projeto e, conseqüentemente, no nível de risco à inundação a que a população estará sujeita (WRIGHT, SMITH e BAECK, 2014).

Existem três maneiras de cálculo das relações de FRA: *centro da tempestade*, *área fixa* e *centro da máxima anual*, sendo as duas primeiras as mais aplicadas. As principais diferenças entre os métodos são apresentadas por Durrans, Julian e Yekta (2002):

- ✓ a abordagem *centro da tempestade* é normalmente utilizada em estudos de vazão máxima provável a partir da geração de padrões isoietais de precipitação com base em eventos críticos observados, contudo, não se estabelece uma relação direta com a frequência;

- ✓ a definição dos FRA pelo método *área fixa* utiliza as precipitações máximas anuais registradas pela rede de monitoramento de solo, ou seja, associadas a uma frequência de ocorrência, buscando uma frequência média para a área em estudo. A grande desvantagem dessa abordagem é que não se considera o efeito individual das tormentas, tendo em vista que as precipitações máximas anuais em dois ou mais postos dificilmente terão ocorrido durante um mesmo evento, mesmo para postos próximos numa rede de alta densidade. Por isso, estudos apontam que as curvas de FRA por esse método decaem mais lentamente (SIVAPLAN e BLOSCHL, 1998);
- ✓ o cálculo pelo método *centro da máxima anual* descrito por Asquith e Famiglietti (2000) representa um avanço frente aos apresentados anteriormente, pois considera a precipitação máxima anual num posto específico relacionada com a precipitação que ocorre ao mesmo tempo nos demais postos, tendo como requisito uma análise mais sofisticada das séries históricas, avaliando-se os dados de todos os postos simultaneamente. Dessa maneira, tanto a precipitação pontual quanto a estimada para a área de drenagem em estudo estariam relacionadas a um mesmo período de retorno (SRIKANTHAN, 1995).

A seguir é apresentado um breve histórico de estudos de FRA desenvolvidos por modelos empíricos e analíticos no mundo e no Brasil. Na sequência, é apresentado um breve resumo das formas geométricas assumidas de espacialização das tormentas para as estimativas de FRA que serão adaptadas para esse estudo no intuito de aproximar a representação das chuvas a sua distribuição física e não só estatística.

4.1 Modelos Empíricos

O primeiro estudo de curvas de FRA foi publicado no TP-29-Parte 1 do USWB (1957) para a região dos Vale de Ohio, e reapresentado em estudos posteriores para outras áreas dos Estados Unidos (sudeste, meio atlântico, nordeste e grandes lagos). Foram geradas curvas para tormentas com durações de 30 minutos a 24 horas e para áreas de 400 mi² (Figura 4.1), usando a abordagem de área fixa e tendo como base os dados da rede de superfície de alta densidade. Não foram observadas dependências com outros fatores como: localização, estação do ano ou frequência da tormenta. As análises para as outras regiões mostraram leves diferenciação dos FRA para chuvas tropicais e não tropicais. No TP 49 (USWB, 1964) foram avaliadas as chuvas de longa duração (2 até 10 dias) e geradas curvas para períodos de retorno

de 2 a 100 anos, porém, as diferenças associadas às magnitudes dos eventos foram consideradas desprezíveis, reforçando a independência do FRA da frequência da tormenta. Outras publicações também confirmaram as curvas apresentadas no estudo precursor: TP 40 (HERSHFIELD, 1961) e NOAA Atlas 2 (MILLER, FREDERICK e TRACEY, 1973).

Figura 4.1 – Curvas FRA do USWB (1957) confirmadas em estudos subsequentes

O método proposto por Myers e Zehr (1980) para redução das precipitações pontuais em valores de área foi baseado na análise das médias de máximos anuais entre pares de estações da rede de monitoramento da região metropolitana de Chicago (EUA). Apesar dos valores de FRA encontrados serem semelhantes aos dos estudos precedentes, os autores observaram diferenciações pela magnitude do evento (período de retorno), especialmente, para precipitações com duração inferior a 24 horas, conforme Figura 4.2, na qual as curvas de FRA decaem mais rapidamente para o período de recorrência de 100 anos do que as de 2 anos. Os autores destacam a necessidade de uma rede densa de dados para utilização do método e de auxílio computacional intenso, além de uma avaliação dos tipos predominantes de chuva da região para controlar as interpolações e extrapolações nos locais sem informação.

Figura 4.2. Comparação entre as curvas de FRA para os TRs de 2 e 100 anos apresentadas por Myers e Zehr (1980) na NWS 24

Na publicação NWS HYDRO 40 (ZEHR e MYERS, 1984) foram gerados fatores de redução para a região semiárida dos Estados Unidos, seguindo a mesma metodologia da NWS 24 pela análise de precipitações simultâneas em pares de estações, chegando à conclusão que as curvas de FRA são menores que as de Chicago. Os resultados foram apresentados separadamente para duas zonas (sudeste e central), pois foram observadas variações climatológicas na área total de estudo. A Figura 4.3 mostra uma comparação entre as curvas resultantes dos dois estudos, concluindo que a aplicação dos novos fatores resultaria em desenhos de obras mais econômicos para um mesmo nível de proteção.

Figura 4.3. Comparação das curvas de redução de precipitações pontuais em valores médios de área para Chicago (linhas pontilhadas), para a região sudeste, à esquerda, e central do Arizona, à direita (ZEHR e MYERS, 1984)

Na análise de Osborn, Lane e Myers (1980) sobre a mesma região abordada na NWS HYDRO 40 pela metodologia de área fixa, as curvas de FRA se mostraram inferiores às dos estudos oficiais do USWB e ainda apresentaram diferenças significativas para a variável de frequência (TR de 2 e 100 anos), especialmente no Arizona. Os autores avaliaram que os valores mais baixos obtidos estariam associados aos tipos de chuva (tempestades combinadas a sistemas frontais ou convectivas), contudo, não foi feita uma análise específica sobre esse tema.

No trabalho de Omalayo (1993) foi apresentado um estudo de validação da transposição da curva de FRA para chuvas de 1 dia do USWB (1957) para seis cidades australianas, pois, devido à falta de dados de monitoramento de uma rede densa e de longo período na região, as curvas americanas vinham sendo utilizadas sem qualquer verificação, apenas assumindo que os valores seriam semelhantes para áreas com regimes climatológicos similares.

Por outro lado, Loukas e Quick (1996) confirmaram a dependência dos valores de FRA para diferentes tipos de chuva para um área montanhosa em Vancouver – Canadá, mostrando que as chuvas são mais uniformes para tempestades de neve e no inverno, pois são geradas por sistemas frontais que cobrem grandes áreas, do que para as tormentas de verão, a partir da análise das razões entre as precipitações pontuais em seis estações distribuídas na área de drenagem e a precipitação na estação base – Vancouver Harbor.

Num novo estudo comparativo com o TP-29 (USWB, 1957), Asquith e Famiglietti (2000) desenvolveram a abordagem denominada *centro da máxima anual*, na qual a precipitação máxima anual na área deve ocorrer concomitantemente à precipitação máxima anual no ponto. Tendo como base os dados de redes de monitoramento da precipitação diária em Austin (108 estações), Dallas (103 estações) e Houston (193 estações), algumas com séries de até 80 anos, observou-se que os valores de FRA decaem mais rapidamente em função do aumento do período de retorno (Figura 4.4-a), diferenças essas que haviam sido consideradas desprezíveis no estudo precursor.

Os autores também destacam a dependência da estimativa de FRA dos tipos das precipitações e das características da bacia, da área de drenagem, formato da bacia e localização geográfica, o que dificulta a transposição de curvas de FRA para outras regiões, com confiabilidade (Figura 4.4-b). Ao final, verificou-se que os resultados desse estudo se aproximam mais dos valores apresentados por Sivaplan e Bloschl (1998) e são bastante inferiores aos do TP-29.

Em Houston, por exemplo, para área de cerca de 260 km², o FRA assume valor de 0,77, enquanto no TP-29 ainda está próximo da unidade (0,94). Para áreas maiores, as diferenças são ainda mais significativas, o que impacta diretamente a relação custo-efetividade dos projetos de obras hidráulicas.

Figura 4.4. Exemplo de curvas de FRA para Houston para diferentes TRs (a) e comparação entre as curvas para TR maior que 2 anos para as três cidades (b)

Na contrapartida dos resultados dos estudos mais recentes, Durrans, Julian e Yekta (2002) concluíram que as curvas de FRA são praticamente as mesmas para as duas frequências avaliadas (TR de 2 e 100 anos), em concordância com os resultados apresentados no TP-29 (USWB, 1957), de independência do FRA frente à magnitude do evento, e pouco sensíveis para o intervalo de durações de chuva de 1, 2 e 4 h (Figura 4.5).

Foram utilizados dados do radar NEXRAD na bacia do rio Arkansas-Red pela abordagem de *área fixa*, sendo uma alternativa à utilização de redes de superfície, que em muitos casos não são suficientemente densas. As duas maiores limitações do uso de planos de chuva de radar são: a ausência de séries históricas longas para compor os estudos estatísticos; e a heterogeneidade da base de dados devido a alterações nos algoritmos de processamento das informações brutas. Os valores de FRA foram até superiores aos do TP-29.

Figura 4.5. Curvas de fator de redução de chuva ponto – área estimada a partir de dados do radar NEXRAD (DURRANS, JULIAN e YEKTA, 2002)

Também utilizando imagens de radar para evitar as limitações associadas a redes de superfície de baixa densidade, Jolly, Jobin e Lodewyk (2008) analisaram 271 eventos de chuva intensos na cidade de Edmonton, Canadá, em latitude superior às das regiões estudadas no TP-29 (USWB, 1957) e com regime climatológico diferente, pela abordagem de *centro da tempestade* e compararam os valores de FRA obtidos com os existentes. Os eventos observados foram separados por tipo de chuva (frontal ou convectiva com núcleo individual ou diversos núcleos), devido às diferentes distribuições espaço-tempo produzidas em cada um deles, e definidas duas equações (2 parâmetros – duração (D) e área (A); 3 parâmetros – duração (D), área (A) e máxima precipitação pontual (RMax)) por regressão e otimização de coeficientes para os quatro tipos de tormenta:

$$\text{Eq. 1} \quad FRA = \frac{aD^b}{(c + A)^d}$$

$$\text{Eq. 2} \quad FRA = a + b \ln(a) + c \ln(D) + d \ln(R \max)$$

As equações foram geradas para áreas de até 500 km² e durações inferiores a 24 horas e comparadas com outras duas equações: uma derivada por Leclerc e Schaake (1972) –do TP-29 (Eq. 3); e outra fornecida nos estudos de Woolhiser e Schwalen (1960) para áreas iguais ou menores que 40 km².

$$\text{Eq. 3} \quad FRA = 1 - e^{-1.1D^{0.25}} + e^{(-1.1D^{0.25} - 0.01A)}$$

Na comparação entre os resultados, mostrada na Figura 4.6, observa-se que o estudo do TP-29 resulta em baixíssima redução espacial da chuva, enquanto a equação de Woolhiser e Schwalen se aproxima das curvas de 2 e 3 parâmetros (2P e 3P) de Jolly, Jobin e Lodewyk

(2008), corroborando com o decaimento rápido, especialmente para chuvas convectivas. Para áreas maiores, a diferença entre as curvas de FRA do TP-29 é ainda mais expressiva, porém, os autores ressaltam que não é possível realizar uma comparação rigorosa, tendo em vista os diferentes tipos de chuva e de fontes de informação (rede de superfície *versus* radar), localização das áreas e tamanho das bacias.

Figura 4.6. Comparação dos valores de FRA para chuva convectiva de núcleo individual de TR=2 anos, D=6 horas e RMax=28 mm pelas equações de 2 e 3 parâmetros, do TP-29 e de Woolhiser e Schwalen (W&S)

Mais recentemente, Wright, Smith e Baeck (2014) demonstraram que os valores apresentados no TP-29 (USWB, 1957) não são adequados para representação da espacialização real de precipitações intensas, principalmente pela falta de diferenciação entre tipos de chuva (tropical e não-tropical), que teriam forte influência na estrutura da chuva.

Para isso, utilizando a abordagem de *centro da tempestade*, foram avaliadas as cinco tormentas mais críticas entre 2001 e 2010 em Charlotte, Estados Unidos, com base em dados corrigidos do radar Hydro-NEXRAD. As curvas de FRA do estudo estão sempre abaixo das apresentadas no TP-29, mas se aproximam das curvas de longas durações, que são normalmente chuvas tropicais, que tendem a produzir acumulados de chuva pontual e média na área mais altos e decaem mais lentamente, ao contrário das chuvas não-tropicais, que, no

geral, têm abrangência mais restrita, conforme a Figura 4.7. Assim como no TP-29 e nos estudos de Durrans, Julian e Yekta (2002) não foi observada nenhuma relação entre o FRA e o período de retorno.

Figure 4.7. Comparação entre valores de FRA para chuvas tropicais e não tropicais e do TP-29 (WRIGHT, SMITH e BAECK, 2014)

Contudo, em estudo sobre o mesmo tema, Barbero, Moisello e Todeschini (2014) mostraram que as relações de FRA em Milão na Itália são dependentes também do período de retorno, conforme a Figura 4.7-a, sendo expressivas apenas para áreas maiores que 25 km². Os autores destacam que a falta de série extensa de dados registrados pode afetar os resultados das análises, em especial aquelas associadas à magnitude de eventos. Os valores foram obtidos pela razão entre a precipitação máxima pontual na estação Monviso (centralizada na rede de monitoramento) pela precipitação média na área do entorno no mesmo período, considerando superfícies circulares e a espacialização dos dados pontuais pelo método do inverso do

quadrado da distância, descrito adiante, no item 4.4. A Figura 4.8-b mostra os valores de FRA corrigidos por um dos modelos propostos no estudo.

Figure 4.8. Dependência dos valores de FRA pelo TR para a duração de 5 min (a) e curvas de FRA ajustadas para o TR de 5 anos (b) (BARBERO, MOISELLO e TODESCHINI, 2014)

4.2 Modelos Analíticos

Em diferente vertente dos estudos decorrentes de modelos empíricos como do *USWB* (1957) para estimativa dos valores de FRA, iniciaram-se estudos de modelos analíticos para cálculo da redução da chuva pontual sobre uma área pela análise da estrutura interna de tormentas observadas. Segundo Barbalho (2012), o estudo precursor foi de Roche (1963), que considerou um campo isotrópico de precipitação em função apenas tamanho da área, seguido pelo estudo de Rodríguez-Iturbe e Mejia (1974) que adicionaram estacionariedade ao fenômeno, assumindo a hipótese de que o comportamento das séries não irá se alterar ao longo do tempo.

Em continuidade aos estudos de Rodríguez-Iturbe e Mejia (1974), Sivaplan e Bloschl (1998) desenvolveram uma metodologia para estimativa de FRA com base na correlação espacial das duas maiores tormentas observadas nas regiões de Stifting e Erlauf, na Áustria, assumindo que a distribuição espacial do evento de referência é do tipo exponencial, sendo aproximada pela distribuição de tipo Gumbel.

Os estudos indicaram que não só os valores da precipitação média na área, mas também o desvio padrão das chuvas intensas decaem com o aumento da área. Foi definido o parâmetro comprimento de correlação (λ) para caracterização do tipo de tormenta, que representa a

extensão do campo de precipitação de determinado evento: para uma mesma área, valores de λ maiores representam chuvas mais uniformes e, conseqüentemente, resultam em valores de FRA superiores (Figura 4.8-b). O estudo também destacou a dependência do valor de FRA do período de retorno (Figura 4.9-a), além da relação com a duração do evento e área da bacia.

Figura 4.9. Estimativa de FRA para chuva de 24h em função da área, comprimento de correlação espacial (λ) e período de retorno (T) (a) e FRA empírico para a região de Erlauf estimado pelas curvas de comprimento de correlação de $\lambda = 60$ e 120 km (b)

Bacchi e Ranzi (1996) também propuseram um modelo teórico para estimativa de FRA baseado na análise das propriedades de chuvas de alta intensidade, tendo como hipóteses de trabalho uma correlação de níveis de intensidade e de probabilidade de ocorrência de uma intensidade definida. Foram analisados os mapas de radar de um evento intenso observado no norte da Itália, representativo das chuvas na região durante a passagem de sistemas frontais, por uma abordagem de centro da tempestade.

Os autores apontaram que as medidas de intensidade de precipitação por radar não são confiáveis, mas são eficientes na representação da distribuição espacial de tormentas, por isso, foi considerada válida a razão entre os valores pontuais e de área. Como resultado, identificou-se uma forte dependência de FRA com a área da bacia e a duração da chuva, e uma leve diferenciação com período de retorno, conforme Figura 4.10.

Figura 4.10. Sensibilidade do modelo teórico para estimativa de FRA em função do período de retorno de Bacchi e Ranzi (1996)

Na mesma linha de estudo, Amani e Lebel (1998) utilizaram técnicas de geoestatística para análise da estrutura das chuvas registradas pelo radar EPSAT-Niger após integração com os dados dos postos de superfície na região de Sahel (clima árido), pela abordagem de *área fixa*. A Figura 4.11 mostra os valores de FRA resultantes para a região em estudo, em função do tamanho da área e da precipitação pontual total, contudo, não apresenta a relação com a duração dos eventos.

Figura 4.11. Curvas de FRA para região africana de Sahel (AMANI e LEBEL, 1998)

4.3 Experiência Nacional

No Brasil, embora poucos, já existem estudos de expressão desenvolvidos sobre o tema. Goulart (1992) avaliou a espacialização de chuvas na região de Pelotas-RS pelo método do centro da tempestade e confirmou o decaimento do FRA em função do aumento da área, embora, com relação à duração, a tendência de aumento da uniformidade do evento para chuvas mais longas não foi obtida no estudo; porém, o autor atribui o fato à pouca disponibilidade de dados para análise. Foram geradas equações de regressão de até 6 coeficientes para cálculo dos valores de FRA para durações de 3 a 24 horas e áreas de 100 até 10.000 km². A Tabela 4.1 apresenta um exemplo dos valores de FRA calculados para os 12 eventos selecionados para a duração de 6 horas.

Tabela 4.1. Fatores de correção das chuvas pontuais com duração de 6 horas em função da área

Área (km²)	Evento nº											
	1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12	
25	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
50	0,974	0,997	0,979	0,978	0,987	0,973	0,990	0,996	0,985	0,979	0,969	
100	0,951	0,984	0,955	0,956	0,973	0,967	0,979	0,992	0,971	0,962	0,940	
200	0,923	0,971	0,947	0,934	0,953	0,961	0,959	0,988	0,959	0,947	0,914	
500	0,879	0,954	0,871	0,899	0,911	0,939	0,940	0,984	0,936	0,922	0,885	
1.000	0,842	0,930	0,811	0,855	0,883	0,905	0,909	0,950	0,912	0,890	0,851	
2.000	0,801	0,900	0,726	0,806	0,840	0,864	0,870	0,892	0,887	0,852	0,833	
3.000	0,776	0,887	0,678	0,765	0,807	0,833	0,847	0,847	0,865	0,825	0,809	
5.000	0,730	0,850	0,597	-	0,765	0,788	0,802	0,824	0,825	0,783	0,770	
7.000	0,694	0,821	0,525	-	0,728	0,732	0,764	0,744	0,782	0,748	0,742	
10.000	0,653	0,782	0,444	-	0,681	0,706	0,719	0,664	0,725	0,698	0,705	
15.000	0,587	0,731	0,334	-	0,691	0,641	0,648	-	0,654	0,627	0,627	
20.000	0,536	0,695	-	-	0,568	0,589	0,586	-	0,596	0,563	0,601	
25.000	0,492	0,668	-	-	0,473	0,541	0,519	-	0,550	0,501	-	
30.000	0,449	-	-	-	-	0,494	0,463	-	-	0,442	-	
35.000	-	-	-	-	-	0,450	-	-	-	-	-	
40.000	-	-	-	-	-	0,398	-	-	-	-	-	

Fonte: Goulart, 1992.

Medeiros (2002) apud Medeiros (2013) fez uma análise da distribuição espacial de chuvas intensas na sub-bacia do rio Paraitinga para períodos de retorno de 2 a 100 anos e durações de 1 a 10 dias, resultando em FRAs maiores para as chuvas de maior duração e de origem frontal, que, como dito anteriormente, abrangem áreas maiores, em conformidade com os resultados dos demais estudos que realizaram as diferenciações por tipo de chuva, tal como

apresentado por Loukas e Quick (1996), Asquith e Famiglietti (2000), Jolly, Jobin e Lodewyk (2008) e Wright, Smith e Baeck (2014).

Um dos estudos mais completos sobre o tema foi desenvolvido por Santos e Naghettini (2003) para a Região Metropolitana de Belo Horizonte – RMBH, com aproximadamente 6.000 km². Os resultados de FRA obtidos a partir da aplicação da metodologia de Sivaplan e Bloschl (1998) confirmaram a sua variabilidade não só com a área e a duração, mas também com o período de retorno. Estudou-se também a variação do comprimento de correlação espacial (λ) com as durações das precipitações, reforçando sua relação com a extensão do campo de chuva. A curva de FRA para a RMBH de 24 horas se mostrou conservadora, sendo bastante similar à do TP-29 (USWB, 1957) e superior aos valores obtidos por Asquith e Famiglietti (2000).

O Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem elaborado pelo Ministério dos Transportes (DNIT, 2005) estabelece os procedimentos de dimensionamento dos dispositivos de drenagem, dentre eles, a determinação FRA sobre a bacia hidrográfica para definição da chuva de projeto. A proposta do Manual é a utilização da Eq. 4, que representa uma adaptação das curvas do TP-29 (USWB, 1957), válida também para durações menores (até 5 minutos) e áreas maiores (até 5.000 km²). Os autores esclarecem que os FRAs ajustados para chuvas diárias são menores, especialmente para áreas maiores, daqueles do TP-29, mas não são apresentadas justificativas.

Para um cálculo mais simplificado, o DNIT indica o emprego da Eq. 5, somente em função da área, que, para áreas de até 25 km², assume que as chuvas são uniformemente distribuídas e o FRA é igual a 1.

$$\text{Eq. 4} \quad FRA = 35 \log(0,7D + 1) / (35 \log(0,7D + 1) + \log^2(A / 5))$$

$$\text{Eq. 5} \quad FRA = 1 - 0,10 \log(A / 25)$$

Barbalho (2012) propôs um modelo para determinação do FRA com aplicação voltada para bacias urbanas, a partir das relações entre as precipitações máximas médias estimadas para áreas circulares no entorno do posto pluviométrico e as precipitações máximas pontuais observadas no posto na bacia do Córrego Botafogo na cidade de Goiânia (Figura 4.12). Numa comparação com os valores apresentados pelo USWB (1957) – Estados Unidos, NERC (1975) – Reino Unido e DNIT (2005) – Brasil, o modelo proposto se mostrou menos conservador.

Contudo, é destacada a importância de utilização de valores locais e/ou regionais para determinação do FRA de acordo com o regime climatológico da área em estudo.

Num estudo subsequente, Barbalho e Formiga (2013) reforçaram que os valores obtidos apontam para o decaimento do FRA diretamente proporcional à área, com tendência assintótica de estabilização e indiretamente proporcional à duração dos eventos de chuva, mas que não foi possível verificar tendências claras quanto à magnitude (período de retorno), provavelmente pela falta de uma série histórica longa de precipitação para avaliação.

Figura 4.12. Superfícies de FRA para a bacia do rio Botafogo – GO (BARBALHO, 2012)

Martins, Girnius e Pinto (2014) desenvolveram um estudo específico para a Bacia do Alto Tietê que abrange a Região Metropolitana de São Paulo – RMSP, por uma abordagem de *centro da tempestade*, com a utilização de dados de radar combinados com os da rede automática de superfície de 8 tormentas críticas, de forma a melhorar as observações da distribuição espacial mediante a identificação de particularidades da topografia entre dois postos. Os resultados foram comparados à Eq. 2 – três parâmetros e à Eq. 3 – derivada do TP-29 em Jolly, Jobin e Lodewyk (2008). O valor resultante para o coeficiente “d”, associado à precipitação máxima pontual (Rmax), foi de 0,0115, o que sugere uma pequena dependência do FRA da magnitude da tormenta, ou seja, do período de retorno. Observa-se na Figura 4.13 que os valores de FRA para a RMSP decaem mais rapidamente daqueles apresentados no TP-29.

Figura 4.13. Valores estimados de FRA para a RMSP comparados às curvas do TP-29 calculadas pela Eq. 3 desenvolvida por Leclerc e Schaake (1972)

4.4 Resumo dos Principais Estudos de Estimativa do FRA

Com base na revisão bibliográfica apresentada nos subitens precedentes (4.1, 4.2 e 4.3) sobre distribuição espacial de chuvas intensas associadas a estimativas de FRAs, a Tabela 4.2 a seguir resume os principais aspectos de cada estudo, em termos de método, abrangência (local, tamanho da área e duração das tormentas), diferenciação pela magnitude e tipo de chuva, além de uma comparação com os resultados do estudo precursor: TP-29 (USWB, 1957).

Tabela 4.2 – Resumo comparativo dos estudos de determinação do FRA

Estudo	Método	Local	Área	Duração	Magnitude	Tipo de Tormenta	Comparação com TP-29 (estudo precursor)
TP-29 (USWB, 1957)	Área Fixa	Vale do Ohio	400mi ²	0,5 a 24h	-	-	-
TP-49 (USWB, 1964)	Área Fixa	Vale do Ohio	400mi ²	2 a 10 dias	2 a 100 anos (≠ desprezível)	-	Confirma valores. Assim como: TP-40, NOAA Atlas 2 e Omelayo (1993)
NWS 24 (Myers e Zehr, 1980)	Área Fixa	Chicago (EUA)	500mi ²	0,5 a 24h	2 e 100 anos (leve ≠; decai +rápido com ↑TR)	Filtro pelo tipo mais comum	Similares aos do TP-29
NWS 40 (Zehr e Myers, 1984)	Área Fixa	Semiárido EUA (sudeste e central)	500mi ²	3 a 24h	-	Filtro tipo mais comum	Os fatores calculados resultariam em obras mais econômicas
Osborn, Lane e Myers (1980)	Área Fixa	Semiárido EUA (sudeste e central)	500mi ²	0,5 a 24h	2 e 100 anos (leve ≠; decai +rápido ↑TR)	-	Valores menores. Cita, mas não avalia, possível impacto do tipo de chuva
Asquith e Famiglietti (2000)	Centro da Máxima Anual	Austin, Dallas e Houston	18.000km ²	24h	1 a 10 anos (decai +rápido com ↑TR)	Destaca, mas não avalia.	São bastante inferiores, quanto maior a área. Valores se aproximam de Sivaplan e Bloschl (1998)
Durrans, Julian e Yekta (2002)	Área Fixa (NEXRAD)	Bacia do rio Arkansas-Red	1.400km ²	1,2 e 4h (pouca sensibilidade)	2 a 100 anos (≠ desprezível)	-	Confirma independência da magnitude. Valores até superiores ao TP-29
Jolly, Jobin e Lodewyk (2008)	Centro da Tempestade (radar)	Edmonton, Canadá	500km ²	15min a 24h	> 20mm (≈TR=1,5 anos)	Frontal, núcleo individual ou múltiplos	Decaimento mais rápido, especialmente para chuvas convectivas. Valores se aproximam de Woolhiser e Schawalen (1960)

...continua

...continuação

Estudo	Método	Local	Área	Duração	Magnitude	Tipo de Tormenta	Comparação com TP-29 (estudo precursor)
Wright, Smith e Baeck (2014)	Centro da Tempestade (NEXRAD)	Charlotte, Estados Unidos	1.000km ²	1 a 12h	≠ desprezível	Tropical e não-tropical (≠ expressiva)	TP-29 não são adequados porque não considera diferenciação pelos tipos de chuva
Barbero, Moisello e Todeschini (2014)	Ponto Fixo e áreas circulares	Milão, Itália	200km ²	5min a 100 h	2 a 20 anos (decai + rápido com ↑TR)	-	Valores bastante inferiores
Sivaplan e Blochl (1998)	Centro da Tempestade	Stifting e Erlauf, Áustria	3.500km ²	24h	1,5 a 1.000 anos (decai + rápido com ↑TR)	Extensão do campo de precipitação λ (se maior, chuva mais uniforme)	Valores bastante inferiores
Bacchi e Ranzi (1996)	Centro da Tempestade (radar)	Norte da Itália	625km ²	0,5 a 2h	Até 100 anos (leve ≠; decai + rápido com ↑TR)	Apenas sistemas frontais	Valores bastante inferiores
Amani e Lebel (1998)	Área Fixa (EPSAT-Niger)	Região Sahel	300km ²	-	Até 100mm (decai + rápido com ↑TR)	-	Valores bastante inferiores
Goulart (1992)	Centro da tempestade	Pelotas-RS	10.000km ²	3 a 24 h (↑ uniformidade ↑ duração, não é clara)	-	-	Similares ao TP-29
Medeiros (2013)	Área fixa e Centro da Tempestade	Bacia do rio Paraitinga	3.000km ²	1 a 10 dias	2 a 100 anos	Chuvas frontais e de maior duração tem FRAs maiores	Valores decaem mais rapidamente

...continua

...continuação

Estudo	Método	Local	Área	Duração	Magnitude	Tipo de Tormenta	Comparação com TP-29 (estudo precursor)
Santos e Naghettini (2003)	Centro da Tempestade	RM de Belo Horizonte	600km ²	15 min a 24h	2 a 100 anos	↑ duração ↑ comprimento de correlação λ	Similares ao TP-29
DNIT (2005)	-	Recomenda aplicação no Brasil	5000km ²	5 min a 24 h	-	-	Adaptação do TP-29
Barbalho (2012), Barbalho e Formiga (2013)	Ponto fixo e áreas circulares	Córrego Botafogo em Goiânia	20km ²	5 a 120 min	Não foram identificadas (série curta)	-	Modelo de mostrou menos conservador
Martins, Girnius e Pinto (2014)	Centro da Tempestade (Radar)	Bacia do Alto Tietê - RMSP	5000km ²	0,5 a 24h	Pequena dependência (Equação de 3 parâmetros de Jolly, Jobin e Lodewyk, 2008)	Priorização de chuvas frontais	Valores decaem mais rapidamente

Legenda: $\neq$ = diferença; + = mais; $\uparrow$ = aumenta; $\approx$ aproximadamente; $>$ maior.

4.5 Padrões de Análise de Precipitação sobre uma Área para Cálculo do FRA

Para determinação do FRA por qualquer um dos procedimentos apresentados, passa-se por uma etapa preliminar de estimativa da precipitação média sobre a área de interesse a partir de informações pontuais dos postos de terra, quando não são utilizados os planos de chuva de radar.

O Método de Thiessen (THIESSEN, 1911) é o de mais simples aplicação, sendo atribuídos pesos às precipitações observadas em cada posto com base em sua área de influência (polígono traçado pela mediatriz entre o posto do estudo e os demais). O Método do Inverso do Quadrado das Distâncias (WEI e MCGUINESS, 1973) é caracterizado pela interpolação de valores de precipitação baseando-se no inverso do quadrado da distância dos postos vizinhos. O Método de Kriging (MATHERON, 1971) é mais robusto, mas, por outro lado, tem uma formulação mais complexa (combinações lineares), pois é baseado numa análise de padrões globais e locais dos eventos de chuva e numa aleatoriedade local.

No caso da utilização de radares meteorológicos, que permitem uma estimativa da precipitação média com alta resolução espacial, apesar de quantitativamente apresentarem problemas de diversas fontes, como a dificuldade de avaliação da distribuição de gotas e gelo nas nuvens e de medição de parâmetros como umidade e transporte de calos para os níveis baixos e médios da troposfera (CALVETI, BENETI e PEREIRA, 2003), é possível realizar uma integração com as medições da rede de superfície (especializadas por um dos métodos apresentados anteriormente) para diminuir os erros de estimativa de volume (ROCHA FILHO, CONDE e ANDRIOLI, 2013), corrigindo as imagens obtidas pelo radar.

Um desses procedimentos é denominado *conditional merging* (PEGRAM, 2002), no qual são mantidas as características da variabilidade espacial de determinado evento, sendo realizados ajustes nos quantitativos, de forma a honrar os valores efetivamente medidos nos pluviômetros. O processo matemático completo pode ser encontrado em Ehret (2002) apud Rocha Filho, Conde e Andrioli (2013). Esse método foi utilizado nos estudos do Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - PDMAT-3 (DAEE / CONSÓRCIO ENGEORPS-COBRAPÉ-MAUBERTEC, 2014) para representação dos eventos críticos observados nos últimos anos e calibração do modelo hidrológico-hidrodinâmico no *software* SOBEK, resultando em boas estimativas da precipitação na área, com discretização em

quadrículas de 2 km x 2 km, a partir dos dados da rede telemétrica de superfície e planos de chuva do radar meteorológico de Ponte Nova, conforme Figura 4.14.

Figura 4.14. Campo de precipitação do radar (a), da integração dos dados da telemetria (b) e resultante do *conditional merging* (c) para um plano de chuva sobre a BAT (DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014)

O cálculo efetivo da precipitação sobre uma área para determinação dos valores de FRA é realizado, normalmente, em formatos geométricos regulares (quadrados, círculos e elipses), centralizados no ponto de precipitação máxima, aumentando progressivamente a dimensão (geralmente o raio) de abrangência, de forma a contabilizar essas relações em função da área. Por isso, alternativamente a simples adoção de uma chuva uniforme sobre a bacia com a aplicação de um FRA na precipitação pontual, esses métodos geométricos também podem ser utilizados na geração de distribuições espaciais sintéticas sobre uma área, resultando numa melhor representação dos fenômenos efetivamente observados, e levando à caracterização das tormentas críticas de projeto de uma maneira mais física do que estatística.

Por exemplo, a análise do FRA a partir de planos de chuva de radar pela abordagem de centro da tempestade de Durrans, Julian e Yekta (2002) e Martins, Girnius e Pinto (2014), foi realizada pela razão entre o volume de chuva médio nos pixels do entorno do ponto de precipitação máxima e o volume máximo pontual, sendo a área definida pela multiplicação do número de quadrículas pela área de cada quadrícula. A Figura 4.15 exemplifica o processo executado no primeiro estudo citado, que utilizou quadrículas quatro vezes maiores que aquelas dos campos de precipitação gerados para a RMSP e que embasaram os cálculos de FRA do segundo estudo.

Figura 4.15. Formato da área de análise do FRA pelas quadrículas dos planos de chuva do radar NEXRAD (DURRANS, JULIAN e YEKTA, 2002)

Outra maneira comumente utilizada para consideração do parâmetro área nas estimativas de FRA é a geração de superfícies circulares no entorno do ponto em análise. Esse tipo de avaliação foi utilizado tanto pela abordagem por área fixa dos estudos do USWB (1957 e 1964) e de Myers e Zehr (1980 e 1984) a cada grupo de 5 estações, conforme Figura 4.16,

como também pela fixação de uma estação de referência, como realizado por Barbero, Moisello e Todeschini (2014) e Barbalho (2012) nas Figuras 4.17 e 4.18, respectivamente.

Figura 4.16. Amostra com 5 estações idealizada (a) e real para a rede de monitoramento de Chicago (b) (MYERS e ZEHR, 1980)

Figura 4.17. Subdivisão em 69 áreas circulares da rede com 17 estações hidrométricas de Milão, centralizada em Monviso (BARBERO, MOISELLO e TODESCHINI, 2014)

Figura 4.18. Ilustração da metodologia de cálculo da área para estimativa das relações entre as precipitações pontuais e médias de Barbalho (2012)

Ressalta-se que em projetos de sistemas de drenagem, em especial para dimensionamento de barragens e vertedores, as vazões de projeto são definidas aplicando-se a precipitação máxima provável – PMP prevista para aquela região, com base, por exemplo, em mapas de isoietas de de tormentas históricas. Chow, Maidment e Mays (1988) apresentaram os procedimentos adotados para determinação da PMP a partir da análise das maiores tormentas registradas na porção leste dos Estados Unidos da *Hydrometeorological Report 52 - HMR-52* (USACE, 1984). O estudo partiu de um padrão isoietal com 14 contornos (A até S), conforme a Figura 4.19, na qual a relação entre os raios horizontal (a) e vertical (b) é sempre de $a=2,5b$ e o decaimento do total precipitado em cada contorno é determinado em função da área de abrangência da tormenta, conforme mostra a Figura 4.20. Ou seja, para as bacias hidrográficas americanas, na isoietal de área igual a 10 mi^2 o contorno A fica com 100% da altura da PMP e o contorno B fica com 64%, de forma que o volume de chuva efetivo sobre a área total seja igual ao estabelecido nas curvas de intensidade-duração-área para a área em estudo.

Figura 4.19. Padrão normal isoietal de distribuição espacial para precipitação máxima provável adotada na HMR 52 (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988)

Figura 4.20. Exemplo da porcentagem da PMP a ser adotada em cada contorno elíptico para as chuvas de 6 horas de duração dos Estados Unidos (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988)

5 DISTRIBUIÇÃO TEMPORAL PARA CHUVAS DE PROJETO

Para modelagem hidrológica de uma bacia hidrográfica é necessário o conhecimento real ou arbitrado do hietograma da chuva de projeto, ou seja, é preciso obter a relação precipitação *versus* duração. Nos casos de aplicações em planejamento ou projeto, deve-se considerar ainda o nível de risco de falha do sistema de drenagem a ser projetado.

Atualmente, existem vários métodos de obtenção da distribuição temporal de chuvas de projeto, divididos em dois grupos: derivados de dados históricos da área em estudo; ou gerados a partir de métodos sintéticos por modelos estocásticos (PREDRAG e SIMONOVIC, 2004). Neste trabalho serão discutidos os métodos classificados apenas no primeiro grupo.

Os primeiros estudos de obtenção de hietogramas de projeto foram desenvolvidos para duas cidades dos Estados Unidos, e ficaram conhecidos como Método da Cidade de Los Angeles (HICKS, 1944) e Método de Chicago (KEIFER e CHU, 1957). Os dois métodos são baseados em informações locais, na tentativa de desenvolver hietogramas de projeto mais realistas, considerando além dos dados de precipitação, tipo de uso do solo, conformação do terreno, taxas de infiltração e outros parâmetros (WATT e MARSALEK, 2013).

No método de Chicago o volume de chuva é obtido a partir da equação Intensidade-Duração-Frequência - IDF, de acordo com os critérios preestabelecidos e o hietograma de projeto sintético é caracterizado pela determinação de um coeficiente r , que é uma medida de adiantamento do padrão de chuva, com base na análise dos picos ou das chuvas excedentes de eventos históricos críticos (BEMFICA, GOLDENFUM e SILVEIRA, 2000).

Outros métodos foram desenvolvidos utilizando apenas um ponto da curva IDF distribuído por formas geométricas para formação dos hietogramas de projeto; citam-se os seguintes: hietograma retangular, triangular (YEN e CHOW, 1980), linear/exponencial (WATT, CHOW e LATHEM, 1986). Veneziano e Villani (1999) destacam a simplicidade construtiva desses métodos, mas que, por outro lado, não têm uma base conceitual forte, podendo resultar em erros nas estimativas de vazões. A Figura 5.1 ilustra alguns hietogramas gerados para a bacia superior do rio Tâmbisa, principal curso d'água da Inglaterra, que atravessa a cidade de Londres.

Figura 5.1. Distribuições temporais para Londres (PREDRAG e SIMONOVIC, 2004)

No método dos Blocos Alternados, descrito por Chow, Maidment e Mays (1988), assim como no Método de Chicago, os hietogramas também são gerados a partir de equações IDF. As alturas de chuva são definidas pelo produto da intensidade e dos intervalos de tempo para determinada duração. A altura de cada bloco corresponde à diferença entre as chuvas de intervalos consecutivas, chamadas chuvas incrementais. Os blocos são reordenados para que a intensidade máxima fique centralizada. Os demais blocos são dispostos em ordem descendente, à direita e à esquerda do bloco principal, alternadamente (Figura 5.2-a).

Na mesma linha de trabalho, Pilgrim e Cordery (1975) observaram que as curvas IDF não abrangem a duração total dos eventos de chuva intensos, somente sua parcela mais crítica. Por isso, fizeram uma análise completa da série de dados observada para definir as porcentagens da chuva total que será distribuída em cada intervalo de tempo, respeitando a ordem cronológica de blocos da chuva mais frequente na região em estudo. Inicialmente, a metodologia foi aplicada para a cidade de Sidney, na Austrália e, posteriormente, foram definidos padrões de chuva para todo o país, divididos em 6 zonas homogêneas (INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, 1977). A Figura 5.2-b mostra o hietograma de projeto obtido com o emprego do método proposto por Pilgrim e Cordery para a cidade de Porto Alegre (posto Aeroporto), de acordo com Bemfica, Goldenfum e Silveira (2000).

Figura 5.2. Exemplos de hietogramas de blocos alternados para Denver (TR=10 anos e D=2h) (a) e para Porto Alegre (TR=2 anos e 4h) (b) (BEMFICA, GOLDENFUM e SILVEIRA, 2000)

Além da utilização de equações IDF para definição de padrões temporais de chuva, tais padrões também podem ser obtidos diretamente dos dados históricos a partir da uniformização dos padrões observados pelos postos pluviométricos. O resultado desse método é a geração de curvas de massa (ou acumulados) adimensionais, que relacionam a porcentagem da precipitação acumulada no tempo. Veneziano e Villani (1999) ressaltam que esse método exige uma suavização da distribuição temporal das precipitações devido à sua alta variabilidade e, por isso, acaba não representando a aleatoriedade presente nos eventos chuvosos.

Huff (1967) foi o precursor nas análises completas das tormentas observadas para tipificação da distribuição temporal, apesar da publicação dos trabalhos precedentes de Tholin e Keifer (1960) e Hershfield (1961), que, porém, foram mais limitados, devido à falta de dados detalhados das chuvas observadas. Nos estudos de Huff foram avaliados dados de 261 chuvas intensas com durações de 6 horas ou mais, abrangendo uma área de cerca de 400 mi² (≈1.000 km²) em Illinois e no Meio Oeste dos Estados Unidos. Foram definidos 4 padrões de probabilidade de distribuição, 1º, 2º, 3º e 4º quartil (Figura 5.3-a), dependendo da parcela temporal do evento que concentra a maior porcentagem da chuva total.

Para cada tipo de tormenta foram fornecidas estimativas de probabilidade de 10 a 90%, que representam distribuições temporais mais extremas, sendo a curva de massa de 50% (mediana) a mais utilizada em modelagens hidrológicas. As chuvas com durações inferiores a 6 horas têm tendência de se associarem à distribuição de 1º quartil, com durações entre 6 e 12 horas, à de 2º quartil, com durações entre 12 e 24 horas, à de 3º quartil e com durações superiores a 24 horas, à de 4º quartil. O próprio autor (HUFF, 1990) ressaltou em publicações posteriores que as variações nas distribuições temporais são mais expressivas entre regiões

com diferentes regimes climáticos, porém, não são muito sensíveis ao tipo de ocupação da área (urbana, lagos, etc.).

Um método similar ao de Huff foi desenvolvido para diversas áreas do Canadá por Hogg (1980), utilizando dados de 35 postos de monitoramento para tormentas com duração de 1 a 12 horas. Os padrões de chuva do autor ficaram conhecidos como “AES Distributions” (HOGG, 1982).

Nos Estados Unidos, o Departamento de Agricultura, Soil Conservation Service desenvolveu um estudo mais abrangente do que aquele realizado por Huff (SCS, 1986), tendo como resultado quatro tipos de hietogramas sintéticos (Figura 5.3-b) com durações de 6 a 24 horas, específicos para as diferentes regiões do país:

I e IA: válidos para a região com clima marítimo do Pacífico, costa oeste dos Estados Unidos, caracterizada por verões secos e invernos úmidos;

II: válido para as áreas sem ou com pouco efeito dos oceanos, ou seja, exceto as regiões onde são aplicados os outros três tipos de chuva;

III: válido para a costa leste dos Estados Unidos, Golfo do México e áreas banhadas pelo oceano Atlântico, onde ocorrem chuvas tropicais (maior volume de precipitação).

Figura 5.3. Distribuições temporais médias de chuvas intensas por Huff (1967) para áreas entre 10 e 50 mi² (a) e hietogramas acumulados propostos pelo SCS (1986) para chuvas de 24h (b)

As pesquisas subsequentes às apresentadas anteriormente se voltaram, principalmente, à verificação da validade dos padrões de chuvas distribuídas no tempo para outros países, mas também para avaliação de microrregião com estudos mais específicos. Citam-se os estudos de

Loukas e Quick (1996) que, com base na metodologia de Huff (1967), avaliaram as distribuições temporais de 175 tormentas de uma área montanhosa em Vancouver – Canadá para geração de novas curvas de massa. Os autores concluíram que as curvas de massa são afetadas pela elevação do terreno (100 a 1.800 m), tipo de chuva (frontal, convectiva ou com neve), duração do evento (menores de 24h a maiores de 48h) ou total precipitado (menores de 50,8 mm a maiores de 101,6 mm).

Predrag e Simonovic (2004) compararam diversos métodos para geração de hietogramas sintéticos de chuva para a bacia do Alto Tâmbisa, com base na equação IDF de Londres – Inglaterra. Ao final dos estudos, recomendam que os métodos geométricos (linear/exponencial e triangular) sejam utilizados somente para chuvas de curta duração, enquanto o Método de Chicago, o do SCS e o de Huff não têm essa restrição. Os autores observaram que as distribuições pelo Método de Chicago, SCS e USACE (2000) são semelhantes entre si, com chuvas intensas em um curto espaço de tempo, enquanto pela curvas de Huff a precipitação tem menor intensidade, mas está mais distribuída ao longo da duração da precipitação.

Apesar da recomendação, feita pelo *Natural Resources Conservation Service*, para a utilização das curvas SCS tipo I e II para a cidade de Denver, Colorado – Estados Unidos, Guo e Hargadin (2009) compararam as curvas de massa do SCS-24h com as observadas na área de Denver em uma série de 57 anos. Com base nas 24 tormentas críticas analisadas não foram verificadas relações entre a duração do evento e a distribuição temporal, concluindo que o método da curva de massa guarda certa independência da frequência. A pesquisa mostrou ainda que, para locais onde os dados são inadequados, a chuva de projeto pode ser gerada combinando as curvas inferior e superior com um aumento acentuado no centro da precipitação (Figura 5.4).

Figura 5.4. Curva de distribuição temporal conservativa de Denver (GUO e HARGADIN, 2009)

A pesquisa de Ball (1994) avançou para além das análises da chuva *versus* tempo, estudando as respostas de uma bacia hidrográfica por técnicas analíticas e numéricas, para solicitações hidrológicas com o mesmo volume de chuva precipitado uniformemente na área, mas para diferentes distribuições temporais: taxa constante, linear ascendente e descendente, triangular e mais 6 padrões estabelecidos por Pilgrim et al. (1987) para a Austrália oriental, a partir da metodologia de Pilgrim (1975). O estudo concluiu que o tempo de pico e o início da subida do hidrograma são influenciados pela distribuição temporal da chuva, por outro lado, a descarga máxima é independente do padrão temporal da tormenta.

No Brasil, é difícil encontrar referências sobre caracterização das distribuições temporais de precipitações. O estudo mais abrangente é o de Porto e Marcellini (1993) que avaliaram, segundo o método dos Blocos Alternados (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988), as chuvas intensas de 24 horas de 114 relações IDF no âmbito nacional. O estudo apresenta uma comparação entre a distribuição média das IDFs e as curva de massa Tipo II do SCS (1986), que se mostraram bastante semelhantes, conforme a Figura 5.5-a. Na tentativa de identificar tendências regionais foram calculadas as diferenças entre as curvas individuais e a média, sendo observados maiores desvios em três cidades paulistas - Avaré (Figura 5.5-b), Aparecida e Tapiraí, todas no eixo centro-leste do Estado. Para avaliar o impacto da utilização da distribuição temporal média, SCS Tipo II ou a específica do local foram gerados hidrogramas pelo Método do Hidrograma Triangular, tendo como resultado picos de vazão com diferenças significativas: 89,7 m³/s, 94,4 m³/s e 129 m³/s, respectivamente, ou seja, até 40% superior ao valor mínimo para Avaré.

Figura 5.5. Distribuição média das IDF's brasileiras sobre a curva Tipo II do SCS (1986) (a) e sobre a curva da cidade de Avaré – SP (b)

Sentelhas et al. (1998) estudaram as chuvas registradas entre os meses de outubro e março, com duração de 4 horas, para a cidade de Piracicaba, no interior de São Paulo. A curva de massa de maior probabilidade resultante foi aproximada pelo modelo exponencial, ou seja, alta intensidade logo no início da tormenta. Cruciani, Machado e Sentelhas (2002) deram continuidade ao trabalho anterior para a cidade de Piracicaba, analisando as chuvas intensas com durações de 60 e 120 minutos, dos meses chuvosos da série histórica de 1966 a 2000. O modelo de distribuições temporal também foi o exponencial negativo, bastante semelhante ao de Sentelhas et al. (1998), com distribuição adiantada.

Bemfica, Goldenfum e Silveira (2000), em sua pesquisa sobre a aplicabilidade de padrão de chuva de projeto de duas estações pluviográficas em Porto Alegre – RS, correlacionaram as tormentas às vazões máximas obtidas por ajustes estatísticos. Foram gerados padrões de chuva de Pilgrim e Cordery (1975), Yen e Chow (1980) – triangular, Método de Chicago (KEIFER e CHU, 1957) e Blocos Alternados (citado por Chow, Maidment e Mays, 1988). Os autores concluíram que, para chuvas de menores durações, os picos de descarga são similares pelas duas metodologias, enquanto para as precipitações mais longas há uma superestimação do escoamento superficial. A chuva de projeto obtida conforme Pilgrim e Cordery resultou nas menores vazões máximas, sendo coerente com a metodologia idealizada pelos autores de reproduzir padrões observados, enquanto os outros três métodos chegaram a vazões mais críticas, sendo considerados métodos mais conservadores para projetos de engenharia.

Seguindo o método de Huff (1967), os pluviogramas da estação meteorológica de Urussanga – SC, do período de 1980 a 2007, foram analisados para seleção de 132 chuvas intensas que foram classificadas nos quatro quartis probabilísticos, que representam os períodos com maior volume precipitado durante o evento crítico. Os autores observaram a predominância das

chuvas de tipo I (1º quartil), seguida pela de tipo II (2º quartil), com durações inferiores a 12 horas no verão e superiores a 18 horas nas outras estações do ano, diferentemente da avaliação de TUCCI (1993), que afirma que pelos poucos estudos existentes no Brasil há predominância de curvas do tipo II. Segundo o DNIT (2005), as chuvas de 2º quartil geram maiores picos de vazão, tendo em vista que a precipitação menos intensa, que ocorre no período inicial, ocupa a capacidade de infiltração fazendo com que o escoamento superficial no período de chuva mais intensa seja maior.

Os dois estudos brasileiros mais recentes sobre o tema foram desenvolvidos para o município de Uberlândia – MG, associando as tormentas críticas observadas às distribuições temporais do método SCS e de Huff (FRANCISCHET e FILHO, 2012) e para a cidade de Santa Maria – RS, sendo realizada uma comparação entre o padrão real e aqueles obtidos pelos métodos tradicionais – blocos alternados, Chicago, triangular (TIECHER, TASSI, *et al.*, 2013).

Para a cidade mineira, o estudo mostrou que alguns eventos observados se aproximavam da distribuição de 10%, 50% e 90% do 3º quartil de Huff, porém, outros se assemelhavam às curvas de tipo I, IA, II e III do SCS, devido a inclinações acentuadas dos picos das tormentas. Ao final, foi definida como tormenta de projeto aquela que resultou no maior pico de vazão na saída do lote padrão, o hietograma crítico do ano de 2006. A comparação dos padrões de distribuição temporal em Santa Marina se mostrou significativamente diferente daqueles obtidos com o emprego de metodologias desenvolvidas para outros países, reforçando a necessidade de desenvolvimento de padrões específicos para cada região. Foram selecionados 435 eventos pluviométricos entre os anos de 2003 a 2010. Outra conclusão do estudo foi que a distribuição porcentual do volume precipitado no tempo é independente da duração do evento, assim como observado por Huff (1967), Guo e Hargadin (2009) e Cruciani, Machado e Sentelhas (2002).

Bemfica, Goldenfum e Silveira (2000) resumem a condição atual brasileira em termos dos estudos hidrológicos para definição dos padrões temporais de chuva. Muitas vezes, por falta de dados consistentes, abrangentes ou com detalhamento suficiente, utilizam-se hietogramas desenvolvidos em outros países, os quais podem não ser aplicáveis às características das precipitações locais que, por fim, podem resultar em projetos de drenagem não otimizados para a realidade brasileira, em termos de níveis de segurança, dimensionamento e custo das obras. O emprego dos métodos desenvolvidos no exterior deveria estar sempre atrelado a uma verificação de sua validade com base em dados observados na região em estudo.

6 MODELOS CHUVA-VAZÃO

Os modelos chuva-vazão surgiram da necessidade de obtenção de séries de vazões mais longas para projetos de drenagem, quando se tinham disponíveis apenas séries de precipitação. Mesmo quando havia registros de vazões, as mudanças no uso do solo e a construção de obras hidráulicas produziam séries de descargas nos cursos d'água não estacionárias (TUCCI, 2005).

Os modelos hidrológicos buscam integrar os processos hidrológicos por meio de equações matemáticas que representem o escoamento superficial, subterrâneo e pelos rios, a partir de dados de precipitação, evapotranspiração, impermeabilização do solo, dados físicos das bacias, entre outros parâmetros, possibilitando a avaliação espacial da infiltração e a otimização de parâmetros hidrológicos. Mais recentemente, os modelos de transformação chuva-vazão passaram a acoplar outros módulos, como de escoamento hidrodinâmico em rios e reservatórios, de qualidade da água, de modelos climatológicos, de transporte de sedimentos, entre outras funcionalidades.

Os quatro principais componentes necessários em *softwares* destinados à obtenção de vazões de projeto para o planejamento e gestão da drenagem em áreas urbanas são:

- ✓ a atribuição ou geração de solicitações hidrológicas na forma de hietogramas (precipitação *versus* tempo) individualizadas por sub-bacia;
- ✓ o cálculo da chuva excedente com base nos comportamentos das perdas e da capacidade de infiltração específicos de cada região;
- ✓ a definição dos hidrogramas de cheia, a partir do volume do escoamento superficial e das características físicas da área, que influenciam especialmente na estimativa do tempo de pico e no tempo de concentração; e,
- ✓ por fim, a propagação dos hidrogramas pelos canais para representação dos tempos de translação das contribuições de afluentes no curso d'água principal e, dessa forma, determinar o formato do hidrograma composto.

Ressalta-se que os três primeiros componentes são conhecidos como a fase hidrológica e o último como a fase hidráulica da modelagem da transformação chuva-vazão.

Atualmente, os softwares mais utilizados no mundo para estudos hidrológicos são, pela ordem, o *Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS), o SOBEK, o *Storm Water Management Model* (SWMM). No Brasil, destacam-se os modelos desenvolvidos pelo IPH (Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) e a família ABC (Análise de Bacias Complexas), desenvolvida pela Escola Politécnica da USP e que engloba o modelo ABC² e o CAbc³. Estes modelos têm a mesma origem e fundamentos teóricos, distinguindo-se apenas nas facilidades acopladas aos respectivos *softwares* de distribuição. Esses são modelos de uso livre, com exceção do SOBEK, para o qual é necessária uma licença de uso. No caso do SWMM, existem ainda versões com interfaces mais amigáveis ao usuário, como o PC-SWMM e o XP-SWMM, que são comercializadas. Contudo, comparações entre resultados de modelos de transformação chuva-vazão não são claras, tendo em vista que as incertezas e a representatividade das informações disponíveis são maiores do que as dos algoritmos de cálculo utilizados.

O *software* SWMM foi desenvolvido pela EPA – *U. S. Environmental Protection Agency* para simulação de eventos ou para simulação contínua da transformação chuva-vazão em bacias urbanas. Os principais componentes das sub-bacias do sistema são as galerias, canais, reservatórios, bombas e outros dispositivos, nos quais é possível extrair resultados de vazão, níveis d'água e qualidade da água (EPA, 2014). A versão mais atual, EPA SWMM 5, permite também a simulação de obras de baixo impacto, tais como: pavimento poroso, jardim de chuva, telhado verde, valas de infiltração etc. As soluções hidrológicas e hidráulicas são integradas, possibilitando uma melhor representação da translação dos hidrogramas ao longo dos cursos d'água.

O HEC-HMS foi desenvolvido pelo *U. S. Army Corps of Engineers* para aplicações nos mais variados problemas de transformação chuva-vazão em bacias hidrográficas, dentre eles, vazões de base e de enchente para áreas urbanas e rurais. Os hidrogramas produzidos podem ser usados diretamente ou em conjunto com outros *softwares* para estudos de disponibilidade de água, drenagem urbana, previsão de vazões, impacto de futura urbanização, operação de sistemas de reservatório, etc. O programa possui diversos modelos matemáticos que se adequam a diferentes ambientes e condições, por isso, é necessário conhecimento da bacia

² Laboratório de Sistemas de Suporte à Decisão (www.labsid.eng.br)

³ Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica (www.fcth.br)

hidrográfica e dos objetivos do estudo para a escolha correta do método de cálculo (HEC, 2014).

O *software* SOBEK, da empresa holandesa Deltares, sucessora do famoso laboratório *Delft Hydraulics*, é aplicável a problemas de manejo de água, com base num conjunto de modelagem robusto com capacidade de simulação simultânea dos módulos de hidrologia, hidrodinâmica em rios e canais, redes de águas residuais, controle em tempo real de estruturas hidráulicas, qualidade da água e previsão de áreas inundáveis. Os módulos representam os fenômenos e processos físicos em sistemas unidimensionais (1D) de rede de fluxo e também em sistemas bidimensionais (2D) sobre grades horizontais (DELTARES, 2014), ou seja, é um modelo hidrodinâmico potente para a simulação da propagação de cheias pelos canais (fase hidráulica), assim como o SWMM.

Na sequência, é descrito mais detalhadamente o modelo CAbc. - Simulador Hidrológico de Bacias Complexas, que foi especialmente adaptado para utilização neste estudo, permitindo a importação de distribuições espaço-tempo reais (observadas) e a geração de precipitações sintéticas.

De acordo com a publicação da Revista Água e Energia Elétrica (MARTINS, 1998), a principal ferramenta do *software* CAbc é o acoplamento do modelo hidrológico com as facilidades do CAD, aproveitando dados das bases topográficas. No Brasil, o desenvolvimento de aplicativos ainda é embrionário, apesar da demanda por *softwares* para estudos na área de recursos hídricos (drenagem urbana, sistemas de abastecimento de água e coleta de esgotos sanitários).

O CAbc foi desenvolvido com finalidades didáticas para testar os modelos internacionais conhecidos de determinação de hidrogramas de cheias a partir de chuvas definidas pelo usuário e também para as relações de intensidade-duração-frequência (IDF) do Brasil. O modelo tem aplicação em bacias urbanas e rurais, sendo que para áreas maiores que 50 km² recomenda-se a segmentação em sub-bacias menores. Suas principais funções são as estimativas de precipitações intensas, cálculo de chuva excedente, geração, composição, translação e amortecimento de hidrogramas, amortecimento em reservatórios e representação de estrutura hidráulica.

As funções de desenho na montagem do modelo hidrológico no CAbc (ponto, trecho de canal, delimitação de áreas de drenagem e bacias hidrográficas) foram desenvolvidas especificamente para esse tipo de estudo, ou seja, ao incluir um ponto, sua cota topográfica é automaticamente calculada a partir dos dados de altimetria inseridos no modelo na forma de curvas de nível, por exemplo. Outras informações podem ser agregadas ao modelo como o sistema viário, a ocupação dos terrenos e a hidrografia da bacia hidrográfica.

O aplicativo CAbc reúne modelos de desagregação de precipitações, infiltração, escoamento superficial e geração de hidrogramas sintéticos para bacias hidrológicas, com trabalho manual reduzido do usuário, tanto na entrada de dados, planificação dos resultados, geração de desenhos e gráficos etc. A Figura 6.1 mostra a tela principal do CAbc para traçado das bacias (a) e a janela para inserção das características da bacia, algumas obtidas diretamente com o traçado sobre a base cartográfica digital, e definição dos parâmetros de simulação (b).

Figura 6.1. Telas do CAbc para representação da área de drenagem na topografia (a) e para inserção das características das bacias hidrográficas e opções de simulação (b)

O modelo representa os processos de infiltração através de um algoritmo que utiliza o método do *Soil Conservation Service* – SCS e gera o hidrograma de escoamento superficial da bacia a partir do método do Hidrograma Unitário Sintético do SCS. O sistema dispõe de um banco de dados de 117 equações de intensidade-duração-frequência (IDF) que podem ser selecionadas para a geração de hietogramas de projeto. A Figura 6.2 apresenta um exemplo da tela de resultados de uma simulação para precipitação (total e excedente) e vazão (canal, trecho e total). Os resultados obtidos podem ser exportados na forma de planilhas e gráficos para outros aplicativos como o Microsoft Excel.

Figura 6.2. Tela de apresentação dos resultados de precipitação e vazão no CABc

Para esse estudo foi incorporado ao CABc uma ferramenta de leitura de arquivos de chuva distribuída em formato ASCIIgrid derivados dos planos de chuva (CAPPI) observados pelo radar meteorológico de São Paulo, localizado próximo à Barragem de Ponte Nova, de propriedade do Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE e operado pela Sistema de Alerta a Inundações de São Paulo – SAISP. Vale lembrar que os mapas de precipitação, apesar de apresentarem boa resolução espacial, quantitativamente apresentam problemas e, por isso, sua utilização é recomendada somente após tratamento das informações com base na avaliação dos quantitativos observados nos postos da rede de superfície.

Parâmetros para Chuva Distribuída

Parâmetros

Importar Chuva Distribuída
 Pasta para Dados de Chuva Distribuída (asc): d:\MESTRADO-CABc\CABc\Modelos_Calib_versão4727_CABc\ChuvrasCalib_Durações\01.21
 Intervalo de discretização dos dados originais (min): 10 ☐ Aplicar fator 2 **Importa**
☐ LLcorner Y (m) 7343377 X (m) 286182.9 Dx (m) 1020 **Definir**

Gera Distribuição Sintética
 Precipitação (mm): 152 Centroide N 7374330
 Duração (h): 24 E 334655
 Discretização (min): 10 **Ver mapa**
 Vel Desloc (km/h): 2
 Dir Propag (gr): 40 Dx (m) 2040.4

Distr. Espacial
☒ Circular ☐ Elíptico ☐ Fractal ☐ Uniforme

FRA
☒ 0.763 ☐ Auto (Miller)

Distr Temporal
☐ Constante ☐ IDFmed ☒ Huff 4 ☐ SCS 3 **Gera**

Gera arquivo de chuva acumulada (asc)
 Nome para o Arquivo de Chuva Acumulada (asc): **Gera**

Carrega chuva distribuída no banco de dados
 Prefixo para chuva (default: CD): 48 Intervalo de discretização dos dados para o cálculo (min): 10
☐ Substituir todos dados em todas as bacias (apaga os bancos!) ☐ Aplicar fator 1.00 **Carrega**

Aplica chuva nas bacias
 Prefixo da chuva: 48 **Aplicar**

Figura 6.3. Tela de importação de planos de chuva distribuída e geração de precipitações sintéticas no CABc adaptado para esse estudo

Figura 6.4. Exemplo da precipitação resultante em duas sub-bacias com o uso da ferramenta de importação de planos de chuva de um evento observado

Uma avaliação crítica da qualidade dos parâmetros do *software* CAbc foi apresentada por Costa (2011). O autor ressalta que o modelo permite a consideração de rugosidade do terreno, grau de impermeabilização e de infiltração, o que possibilita quantificar e qualificar melhor a evolução dos usos do solo e seu impacto nas vazões de enchente, além de representar a estimativa da precipitação por sub-bacia, permitindo a utilização de dados com maior resolução espacial. A principal limitação apontada foi na inserção de dados do terreno, tendo em vista que o modelo exige apenas a diferença entre as cotas máxima e mínima da sub-bacia, não permitindo a inclusão de dados mais detalhados da distribuição de declividades na área.

A primeira aplicação do CAbc em bacias de grande importância foi nas simulações hidrológicas do primeiro Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê – PDMAT-1 (DAEE, 1999) que abrangeu os principais afluentes do rio Tietê, principal curso d’água da Região Metropolitana de São Paulo – RMSP, além do próprio rio Tietê. Nessa ocasião foi utilizado o método do Hidrograma Unitário Triangular associado ao *Soil Conservation Service* – SCS. Para o cálculo de chuva excedente pelo SCS, utiliza-se o conceito do "número de deflúvio" – CN, para cálculo da influência do terreno (constituição geológica da área e tipo de cobertura/uso do solo) no comportamento do escoamento superficial. No PDMAT-2 (DAEE, 2009), estudo que realizou a revisão do primeiro plano com acréscimo de outras bacias hidrográficas, deu-se continuidade à utilização do CAbc para os cálculos hidrológicos.

O *software* CAbc serviu de suporte para elaboração da Carta de Inundações da capital mineira - Belo Horizonte (PMBH, 2009) no âmbito do Programa Drenurbs. Neste projeto destacou-se como vantagem do CAbc a possibilidade de segmentar as grandes bacias urbanas em sub-

bacias, ferramenta muito importante nos casos em que a ocupação do solo e a distribuição das precipitações não são uniformes.

Outras aplicações do modelo podem ser observadas em Barros et al. (s.d.), que avaliaram os impactos de eventos críticos registrados no período chuvoso de 2003-2004 que atingiram a RMSP, Brandão e Barros (s.d.) que determinou as áreas de inundação das margens do Córrego Bananal, afluente do rio Cabuçu de Baixo, Graciosa (2009) que gerou um modelo de seguro para riscos hidrológicos no Brasil, entre outros.

Os modelos hidrológicos, tal como o CAbc, são muito utilizados como apoio a estudos mais específicos, não somente os associados a estimativas de vazões de projeto para sistemas de drenagem urbana. Com o objetivo de calibrar o radar meteorológico de São Paulo, Gonçalves, Barros e Palos (2004) realizaram transformações chuva-vazão com auxílio do CAbc para comparar os hidrogramas observados e calculados pelo modelo a partir de estimativas de precipitação do radar. Uma etapa preliminar da avaliação da qualidade da água no reservatório Bom Pastor em Santo André, para controle de cheias urbanas (POLI-USP) foi o estudo hidrológico para estimativa das vazões afluentes ao piscinão. Macedo et al. (2012) utilizaram o modelo hidrológico para auxiliar a estimativa de produção de sedimentos na sub-bacia hidrográfica do riacho Jacaré – SE.

7 ESTUDO DE CASO

7.1 Descrição Geral

Para avaliar os efeitos da variabilidade temporal e espacial das precipitações intensas na estimativa das vazões de projeto a serem empregadas nas intervenções estruturais e ações não estruturais em bacias urbanizadas, foi desenvolvido nesta pesquisa um estudo de caso através de modelação matemática dos processos de transformação chuva-vazão e escoamento superficial.

O modelo matemático empregado foi o CAbc – Simulador Hidrológico de Bacias Complexas, especialmente adaptado para permitir a consideração de distribuições espaço-tempo reais (observadas) e a geração da precipitações sintéticas baseada nas técnicas discutidas no capítulo anterior.

Em virtude de sua complexidade em todos os aspectos relacionados ao tratamento e gerenciamento da drenagem urbana, e considerando ainda a disponibilidade de observações detalhadas de precipitação através de radar meteorológico, a bacia do Alto Tietê, descrita a seguir, foi utilizada como cenário neste estudo de caso.

A Bacia do Alto Tietê - BAT drena a região mais desenvolvida do País, que se estende desde as nascentes do rio Tietê, no município de Salesópolis, até a Barragem da UHE Rasgão, também no rio Tietê, no município de Pirapora do Bom Jesus, abrangendo aproximadamente 5.900 km² e 39 municípios do Estado de São Paulo, com limites similares aos da Região Metropolitana de São Paulo – RMSP, conforme a Figura 7.1.

Seus principais afluentes são os rios Tamanduateí, que nasce no município de Mauá e escoar no sentido sudeste-noroeste até desaguar no rio Tietê na altura do Campo de Marte, rio Pinheiros,- formado após a confluência das defluências das represas Billings e Guarapiranga, que escoar predominantemente no sentido norte-sul e desagua no rio Tietê no limite entre os municípios de São Paulo e Osasco, e rio Juqueri, com nascente em Mairiporã, passando pelo reservatório de Paiva Castro e seguindo, no sentido nordeste-sudeste, até desaguar no reservatório de Pirapora, próximo ao limite de jusante da bacia.

Figura 7.1. Área de abrangência da Bacia do Alto Tietê e seus principais afluentes (DAEE / CONSÓRCIO ENGEORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014)

Com relação à calibração do modelo chuva-vazão foram utilizados dados de uso e ocupação do solo, da topografia do terreno, estruturas hidráulicas existentes e suas regras operativas, dados históricos da rede telemétrica do SAISP, dentre outras informações que caracterizam a região a ser simulada e a operação do sistema de drenagem atual.

No modelo CAbc, foi realizada a divisão da BAT em sub-bacias com auxílio da base cartográfica disponível, de forma que a criar pontos de controle da relação chuva-vazão nos exutório das sub-bacias, tais como os postos de monitoramento nos cursos d'água, na entrada de reservatórios de retenção, e nas estruturas de controle de escoamento, em alguns casos, associados a curvas-chave ou curvas de descarga.

A calibração foi possível pela comparação entre os hidrogramas resultantes do modelo para precipitações intensas observadas e ajustadas pela integração dos dados da rede de monitoramento de superfície (pluviômetros) e dos planos de chuva instantâneos do radar meteorológico. Este ajuste segue o método denominado *conditional merging* apresentado anteriormente (item 4.4).

Para a seleção de chuvas críticas foram identificados os eventos pluviométricos ocorridos na BAT que impactaram severamente o sistema de macrodrenagem da bacia, gerando

inundações em diversos pontos da RMSP, em detrimento de eventos intensos localizados. Para isso, foram consideradas basicamente as informações apresentadas nos “Relatórios de Chuvas na RMSP”, elaborados pelo SAISP, e as séries históricas das estações telemétricas do SAISP em operação na BAT (2005 a 2011). Ao final, foram selecionados sete eventos críticos observados.

Quanto aos cenários de chuva de projeto simulados, alguns foram predefinidos tendo em vista sua larga utilização em projetos de sistemas de drenagem no Brasil: para distribuição temporal, os padrões de Huff (1967) e SCS (1986); e para distribuição espacial, as curvas de fator de redução do TP-29 do USWB (1957) e as desenvolvidas por Martins, Girnius e Pinto (2014) especificamente para a RMSP.

Complementarmente à utilização dos métodos mais tradicionais, foram geradas chuvas de projeto a partir das distribuições temporal e espacial de chuva observadas nos sete eventos críticos selecionados. Dessa forma, os padrões de chuva reais, que foram críticos para a área de estudo, puderam ser intensificados para corresponder a volumes de chuva associados a um período de retorno, permitindo a comparação entre os picos de vazão gerados no rio Tietê com o uso de métodos tradicionais e pela metodologia proposta neste estudo.

7.2 Base de Dados

A seguir, são apresentados os dados que foram empregados para montagem do modelo hidrológico utilizado nas simulações:

- ✓ as características físicas das sub-bacias na área de abrangência dos estudos que apoiaram a definição da topologia do modelo e a determinação de parâmetros hidrológicos;
- ✓ o tipo de uso e ocupação do solo, que interfere diretamente nas taxas de infiltração e na formação do escoamento superficial;
- ✓ as regras operativas das estruturas hidráulicas e dos reservatórios de retenção, que influenciam na capacidade de amortecimento de cheias pelos reservatórios e nas descargas hidráulicas das barragens; e
- ✓ os dados hidrológicos da rede de monitoramento da BAT, utilizados como referência para a representação de eventos observados e para a calibração do modelo.

7.2.1 Caracterização Física das Sub-Bacias da BAT

As características físicas da área em estudo foram extraídas da base cartográfica da EMPLASA na escala 1:5.000 (CDHU, 2007) que abrange toda a BAT. Como a base é composta por diversos temas, foram selecionados aqueles de interesse para a modelagem:

- ✓ **Topografia:** curvas de nível a cada 5 m (Figura 7.2), utilizadas para delimitação da área de cada sub-bacia, para o cálculo da declividade do terreno (Figura 7.4) e para a estimativa da cota inicial e final de cada trecho de rio simulado (dados de entrada do CAbc);
- ✓ **Hidrografia:** massas d'água e traçado dos cursos d'água (Figura 7.3), para identificação dos fundos de vale, auxiliando na montagem da rede de fluxo do modelo hidrológico e determinação do comprimento do trecho do rio principal de cada sub-bacia (dado de entrada do CAbc).

Figura 7.2. Curvas de nível da base cartográfica 1:25.000 da EMPLASA (2007)

Figura 7.3. Hidrografia e massas d'água da base cartográfica 1:25.000 da EMLASA (2007)

Figura 7.4. Declividade do terreno gerada a partir da base cartográfica da EMLASA 1:25.000 (DAEE / CONSÓRCIO ENGEORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014)

7.2.2 Uso e Ocupação do Solo

O mapa de uso e ocupação de solo da RMSP elaborado pela EMPLASA (2002) foi atualizado no início dos trabalhos do PDMAT-3 (2014), com base na leitura de imagens do Google Earth, com a finalidade subsidiar as estimativas das taxas de permeabilidade do território e estabelecer os cenários de ocupação futura da BAT no horizonte de projeto, o ano 2030. O estudo concluiu que está ocorrendo um adensamento da ocupação urbana da metrópole, pois entre 2002 e 2009, a mancha urbana se expandiu em 4,5%, enquanto a população na área cresceu mais de 10%.

A Figura 7.5 dá destaque às categorias de uso do solo relevantes para as estimativas de impermeabilização do solo: os usos urbanos residenciais em diferentes padrões, os usos industriais e institucionais. As atividades agropecuárias e a cobertura vegetal em suas diferentes categorias não alteram significativamente a permeabilidade natural do terreno.

O processo de expansão da RMSP vem ocorrendo de maneira mais intensa em sua região periférica, nos municípios vizinhos a São Paulo, como em Arujá e Suzano, a leste, Itapevi e Santana do Parnaíba, a oeste, e no ABC Paulista, ao sul. Enquanto ao norte, a urbanização está mais consolidada, devido a restrições impostas pela topografia, com terrenos de alta declividade, onde está localizado o divisor de águas do rio Tietê e de um de seus principais afluentes, o rio Juqueri.

Figura 7.5. Mapa de uso e ocupação do solo da atualizado pelo PDMAT-3 (DAEE / CONSÓRCIO ENGEORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014)

7.2.3 Estruturas Hidráulicas

As estruturas hidráulicas de grande porte na BAT são as barragens construídas para regularização de vazões para abastecimento de água, para geração de energia e para o controle de níveis nos cursos d'água. Algumas dessas estruturas são de uso múltiplo mantendo volumes de espera para amortecimento de cheias durante o período chuvoso. Os operadores dessas barragens são a Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP, a Empresa Metropolitana de Águas e Energia - EMAE e o Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE. A Figura 7.6 apresenta a localização dessas estruturas na área da BAT.

Figura 7.6. Localização das estruturas hidráulicas inseridas na BAT (Adaptado de DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014)

✓ Reservatórios do SPAT

O Sistema Produtor Alto Tietê – SPAT é constituído por cinco reservatórios (Ponte Nova, Jundiaí, Taiaçupeba, Paraitinga e Biritiba) operados de forma integrada pela SABESP (Figura 7.7), a fim de atender a finalidades múltiplas, tendo participação expressiva na produção de água potável para abastecimento público da RMSP, sendo também utilizados para o controle de enchentes e para o atendimento de vazões mínimas de diluição de esgotos a jusante. Esses usos devem ser compatíveis, pois o rebaixamento do nível dos reservatórios para aumento da capacidade de amortecimento das ondas de cheias durante período chuvoso implicaria riscos mais elevados de não atendimento à demanda de água no próximo período seco.

A Nota Técnica “Regra de operação das represas do Sistema Produtor Alto Tietê – SPAT”, elaborada pela SABESP (2010), em conjunto com a Portaria DAEE nº 2.556/2011, que regulamenta as operações de controle de cheias dos reservatórios do SPAT, apresentam as características físicas das barragens, as suas regras operativas, as vazões de restrição e os níveis d’água operacionais.

Figura 7.7. Esquema hidráulico do SPAT (SABESP, 2010)

Durante a operação de controle de cheias dos reservatórios do SPAT (período chuvoso - 1º de novembro a 30 de abril), as vazões descarregadas pelas barragens devem ser inferiores às vazões de restrição de cada estrutura para evitar inundações a jusante e os reservatórios devem estar com níveis d’água inferiores aos máximos operacionais (Tabela 7.1). A situação de operação desses aproveitamentos hidráulicos é classificada em quatro níveis:

- **NORMAL** – nível do reservatório menor que o nível máximo operacional;
- **ATENÇÃO** – nível do reservatório entre o nível máximo operacional e o nível máximo normal;
- **ALERTA** - nível do reservatório entre o nível máximo operacional e o nível máximo normal, e as vazões descarregadas são superiores à de restrição, ou há previsão de rompimento da restrição nas próximas 24 horas;
- **EMERGÊNCIA** – nível do reservatório igual ou superior ao nível máximo normal.

Tabela 7.1 – Níveis d'água máximos e vazões de restrição dos reservatórios do SPAT

Reservatório	N.A. máximo normal (m)	N.A. máximo operacional (m)	Vazão de restrição (m³/s) ¹
Paraitinga	768,76	767,70	7,0
Ponte Nova	769,94	769,60	12,0
Biritiba	757,54	757,30	0,6
Jundiaí	754,50	754,25	2,0
Taiacupeba	747,21	746,80	7,0

¹Em situações de ALERTA ou EMERGÊNCIA, as vazões de restrição para jusante poderão ser superadas.

Fonte: DAEE, 2011.

Os volumes de espera disponíveis para amortecimento de cheias em cada reservatório para esses níveis de referência são apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Volume de espera para laminação de cheia dos reservatórios do SPAT

Represa	Volume útil NA máximo normal (10 ⁶ m³)	Volume útil NA máximo operacional (10 ⁶ m³)	Volume de espera (10 ⁶ m³)
Paraitinga	36,88	31,64	5,24
Ponte Nova	288,33	279,38	8,94
Biritiba	34,76	32,61	2,15
Jundiaí	74,09	70,26	3,84
Taiacupeba	85,20	78,52	6,68

Fonte: SABESP, 2010.

✓ Barragem da Penha

A barragem da Penha, operada pelo DAEE, está localizada na zona leste do município de São Paulo. As regras de manobra das comportas visam, nas cheias, restituir ao rio sua calha normal (comportas abertas, encaixadas no maciço, formando um perfil vertente do tipo Creager) e, nas estiagens, manter o nível d'água mínimo de montante (comportas fechadas), atendendo assim aos aspectos sanitários e estético, além de assegurar o calado mínimo para navegação e serviços de desassoreamento do rio Tietê.

Em situações de cheias, a orientação é para aproveitamento do lago formado pela barragem para amortecimento e retardamento das vazões de cheia para jusante, para isso, as comportas são escalonadamente fechadas quando o nível a jusante estiver acima da cota 720,00 m, de forma que quando a comporta estiver na posição totalmente fechada, o reservatório encherá até a cota 722,80 m. Acima deste nível, a água passa a escoar por sobre as comportas (Figura 7.8).

Figura 7.8 - Esquema do perfil das comportas da Penha na operação de controle de cheias (Adaptado de DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014)

A batimetria mais recente do reservatório realizada pelo DAEE em 2010 mostrou que a deposição de sedimentos no fundo e o aterramento de áreas de várzea que vem ocorrendo nas últimas décadas reduziram expressivamente a capacidade de laminação de cheias do reservatório. A Figura 7.9 mostra a diferença entre o volume disponível atualmente e o de projeto, observando-se que o assoreamento na Penha ocupou quase que totalmente 2 m do fundo do reservatório, entre as cotas 720 e 722 m, resultando numa perda de cerca de 50% do volume inicial de projeto.

Portanto, por essa se tratar de uma pesquisa sobre vazões de cheia, a curva de descarga da barragem foi calculada para a situação de comportas levantadas (6 vãos de 10 m de largura cada) e 1 vão livre de 4,00 m com crista na cota 722,00 m, concebido para o escoamento das vazões mínimas de estiagem (Figura 7.10).

Figura 7.9 – Curvas cota x volume de projeto e atual e assoreamento do reservatório da Penha (DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014)

Figura 7.10 – Curvas de descarga da barragem da Penha para as comportas totalmente fechadas (Adaptado de DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014)

✓ Barragem Móvel

A Barragem Móvel é composta de nove comportas basculantes do tipo Clapet, um descarregador de fundo, com duas comportas tipo segmento e uma eclusa. A finalidade original desta barragem era a de controlar a divisão de vazões entre o rio Pinheiros em direção ao reservatório Billings, e rio Tietê abaixo, em direção ao Médio Tietê, com o objetivo de

minimizar a liberação de vazões para jusante para facilitar os trabalhos de canalização do rio Tietê e propiciar nível d'água para a reversão das águas do Tietê para o Pinheiros.

As curvas de descarga fornecidas pela EMAE não consideram a influência do nível d'água na barragem de Edgard de Souza sobre a vazão descarregada na Barragem Móvel. Por esse motivo, durante o desenvolvimento do PDMAT-3 realizou-se um estudo específico para determinar as curvas de descarga, considerando também a operação de controle de cheias da regra (EMAE, 2010), com abertura sequencial das comportas de superfície e dos descarregadores de fundo (Figura 7.11).

Figura 7.11 – Curvas de descarga da Barragem Móvel para as comportas totalmente levantadas (Adaptado de DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014)

✓ Barragem de Edgard de Souza

A UHE Edgard de Souza foi construída para geração de energia elétrica e para possibilitar a reversão das águas do Tietê para a o reservatório Billings. Executada em estrutura de concreto, é dotada de um vertedor de superfície com três comportas tipo segmento com capacidade máxima 1.545 m³/s, uma comporta vagão do circuito hidráulico da antiga unidade reversível com capacidade máxima de 79,2 m³/s e um descarregador de fundo dotado de duas comportas tipo segmento com soleira na cota 696,00 m e capacidade máxima de 1.724 m³/s, perfazendo uma capacidade global de descarga de 3.348 m³/s (DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014).

Atualmente, sua finalidade é contribuir na mitigação de cheias, devido à desativação de suas turbinas e a suspensão, por tempo indeterminado, do bombeamento das águas dos rios Pinheiros e Tietê para o Reservatório Billings, exceto em condições de emergência, resultante da Resolução SMA/SSE-02 de 19/02/2010. Dessa forma, durante eventos de chuva críticos, as descargas para jusante são controladas, aproveitando o reservatório formado pela barragem para amortecimento das ondas de cheias (Figura 7.12); contudo, a regra operacional da estrutura estabelece que quando o nível d'água ultrapassar 713,15 m, as comportas devem ser abertas, 0,50 m a cada 30 min, até restauração do nível normal. Ou seja, a operação dessa barragem se dá por nível meta.

Figura 7.12 – Curva cota x volume da Barragem de Edgard de Souza (Adaptado de DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014)

✓ Barragem de Pirapora

A Barragem de Pirapora está localizada logo a montante da cidade de Pirapora do Bom Jesus e da estrada dos Romeiros, que tem importância expressiva para o turismo religioso da RMSP. Para evitar enchentes a jusante do reservatório, a regra operativa da EMAE (2010) prevê que a descarga máxima permitida é de 700 m³/s, apesar da capacidade do conjunto de vertedores e descarregadores de fundo ser superior a 1.700 m³/s.

Portanto, as vazões descarregadas são controladas por níveis meta para controle de cheias: na cota 692,15 m aumentam-se as descargas, de acordo com a vazão descarregada na Barragem Edgard de Souza, até o limite de 400 m³/s, em Pirapora. Se o nível d'água continuar a subir e

atingir a cota 695,15 m, aumenta-se a descarga total (pelas comportas de superfície e pelo túnel de descarga) para 700 m³/s, aproveitando o volume disponível para laminação dos hidrogramas de cheias (Figura 7.13). Essa descarga só pode ser ultrapassada em regime de emergência, quando o nível d'água atinge 697,65 m.

Figura 7.13 – Curva cota x volume da Barragem de Pirapora (Adaptado de DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014)

✓ Barragem de Rasgão

O volume de espera disponível na Barragem de Rasgão é muito pequeno na comparação com o reservatório de Pirapora e, por estarem ambos muito próximos, as descargas por esta estrutura são equivalentes às da barragem de montante, ou seja, não interferem no sistema de controle de cheias da BAT.

✓ Paiva Castro

O reservatório de Paiva Castro integra o Sistema Cantareira, que é formado por reservatórios de usos múltiplos e, por isso, sua operação deve compatibilizar as necessidades de abastecimento de água da RMSP, das bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiá e também de controle de enchentes.

O Sistema Cantareira é formado por 4 reservatórios (Jaguari/Jacareí – 22 m³/s, Cachoeira – 5 m³/s, Atibainha – 4 m³/s e Paiva Castro – 2 m³/s, totalizando 33 m³/s). A água percorre, por gravidade, aproximadamente 48 km de túneis e canais até atingir a Estação Elevatória de Santa Inês. Nesta, é elevada até o reservatório de Águas Claras, que funciona como câmara de carga para a ETA do Guaraú, propiciando a operação do sistema em plena carga por 3 horas, caso haja alguma paralisação no fornecimento. Apenas o reservatório de Paiva Castro está inserido na BAT e recebe águas da transposição de bacias do Piracicaba-Capivari-Jundiá (PCJ) para abastecimento de água da RMSP.

As condições de operação no período de cheias dos reservatórios do Sistema Cantareira foram estabelecidas pela Resolução Conjunta ANA/DAEE nº 614/2010, em complementação à Resolução Conjunta ANA/DAEE nº 428/2004 (limite de vazão de retirada) e à Portaria DAEE nº 1.213/2004 (outorga do Sistema Cantareira / Operação Normal). A Tabela 7.3 apresenta as principais características do reservatório de Paiva Castro, extraídas das resoluções citadas acima, com destaque para as vazões máximas descarregadas para jusante, que não devem ultrapassar 10 m³/s, mesmo durante os meses mais chuvosos.

Tabela 7.3 – Características do Reservatório de Paiva Castro

Reservatório	Máximo Normal		Máximo Operacional		Volume de espera (10 ⁶ m ³)	Vazão de restrição para jusante(m ³ /s)
	N.A. (m)	Volume (10 ⁶ m ³)	N.A. (m)	Volume (10 ⁶ m ³)		
Paiva Castro	745,61	37,94	745	34,56	3,39	1,0 (julho a novembro) 10 (dezembro a junho)

Fonte: Resolução Conjunta ANA/DAEE nº 614/2010

✓ Barragens de Pedro Beicht, Isolina e Baixo Cotia

Os reservatórios de Pedro Beicht, Isolina do sistema Alto Cotia e a barragem no rio Cotia do sistema Baixo Cotia são utilizados para abastecimento de água para consumo humano pela SABESP dos municípios da Zona Oeste da RMSP, como Barueri, Itapevi, Cotia, Embu, Itapeçerica da Serra e Vargem Grande da Serra. Contudo, essas barragens operam a fio d'água e seus efeitos no amortecimento de vazões de cheia são mínimos e foram desconsiderados neste estudo.

✓ Estruturas do Rio Pinheiros

A operação das estruturas hidráulicas do rio Pinheiros também não foram detalhadas neste estudo, tendo em vista que a regra de operação para controle do Sistema Tietê-Pinheiros (EMAE, 2010) prevê o isolamento do rio Pinheiros do rio Tietê pelo fechamento da Estrutura de Retiro, explorando-se ao máximo a capacidade de bombeamento disponível nas usinas elevatórias de Traição e Pedreira, revertendo as águas geradas na bacia do Pinheiros para a represa Billings. Enquanto os vertimentos do Reservatório Guarapiranga deverão ficar restritos ao necessário para manutenção do nível d'água abaixo do limite de segurança para controle de cheias.

✓ Reservatórios de Retenção ou “Piscinões”

O conceito de reservatórios de retenção foi disseminado durante a elaboração do PDMAT-1 (DAEE, 1999), pois seriam obras que, além de reduzir os picos de descarga, favorecendo o dimensionamento e os custos de obras de melhoria e projetos de canalização a jusante, ainda contribuiriam para retardar a chegada dessas vazões aos cursos d'água receptores, de forma a respeitar as vazões de restrição definidas para o rio Tietê com base no projeto das Calhas I e II, concluídos em 2005.

Até o momento da realização desta pesquisa (2014-2016), estavam em operação 50 reservatórios, que totalizam um volume de amortecimento de cerca de 8,5 milhões de metros cúbicos, sendo que a maioria deles está instalada na bacia do rio Tamanduateí, conforme Tabela 7.4 e Figura 7.14, o que corresponde a uma capacidade de abatimento médio da precipitação na área da BAT de cerca de 1,5 mm. Muitos outros estão em obras, em fase de detalhamento de projeto ou foram propostos apenas ao nível conceitual, somando aproximadamente 25 milhões de metros cúbicos em 156 obras distribuídas pela BAT (DAEE / CONSÓRCIO ENGEORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014).

No Apêndice I são apresentadas as principais informações de cada um dos reservatórios implantados, consolidadas a partir de diversas fontes, como as Fichas Técnicas fornecidas pelo DAEE, dados disponíveis nos PDMATs 1, 2 e 3, dados do monitoramento de níveis da rede do SAISP, além de estimativas realizados durante o desenvolvimento dessa pesquisa com base na topografia e em imagens do Google Earth.

Tabela 7.4 – Características dos Reservatórios de Retenção na BAT

Nome	Código	Coordenadas		Volume (m³)	Curso d'água
		Norte	Este		
Pacaembu (Praça Charles Miller)	-	7.394.955	330.011	74.000	Cór. Pacaembu
Jabaquara (Washington Luiz)	-	7.385.046	330.073	360.000	Cór. Água Espraiada
Pedreira São Mateus	-	7.394.322	355.110	1.500.000	Rib. Guaratiba / Itaquera
Metalúrgicos (Dersa)	-	7.392.883	314.466	424.300	Cór. Carapicufba
Padroeira - Turíbio (Dersa)	-	7.395.016	314.165	210.700	Cór. Carapicufba
Jd. Sônia Maria	RO-1	7.386.183	349.355	93.448	Cór. Oratório
Oratório (SEMASA / Petrobrás)	RO-4	7.386.560	346.069	240.000	Cór. Oratório
Petrobrás	RT-3	7.383.155	349.852	800.000	Rio Tamanduateí
Corumbé	RT-3a	7.383.448	352.182	105.000	Cór. Corumbé
Paço Municipal (Mauá)	RT-1a	7.381.868	350.355	136.000	Rib. Pedra Branca
Dersa Rodoanel (B1)	RT-11	7.379.104	349.851	22.000	Rib. Pedra Branca
Dersa Rodoanel (B2)	RT-12	7.378.936	349.598	28.000	Rib. Pedra Branca
Dersa Rodoanel (B3)	RT-13	7.378.314	349.745	29.800	Rib. Pedra Branca
Vila Rosa	RC-1	7.378.020	338.000	113.000	Rib. Dos Couros
Piraporinha (Casa Grande)	RC-2	7.378.602	338.202	85.900	Rib. Dos Couros
Mercedes Paulicéia	RC-2a	7.381.451	339.050	305.000	Rib. Dos Couros
Mercedes Benz (Diadema)	RC-3	7.379.518	338.697	140.000	Rib. Dos Couros
Ford Taboão	RC-9	7.383.583	338.272	345.000	Rib. Dos Couros
Cerâmica São Caetano	RM-11	7.387.404	338.667	235.000	Rib. Dos Meninos
Ecovias Imigrantes	RC-6	7.379.784	336.261	120.000	Rib. Capela
Faculdade Medicina Abc	RM-9	7.382.067	341.545	120.000	Rib. Dos Meninos
Ford Fábrica	RC-4a	7.382.641	338.052	70.000	Córrego Taboão
Córrego Taboão (Diadema)	RC-5	7.381.581	336.028	100.568	Córrego Taboão
Volks Demarchi	RM-2 e RM-3	7.374.669	341.832	220.500	Rib. Dos Meninos
Chrysler	RM-4	7.374.547	342.773	200.00	Cór. Chrysler
Capitão Casa (Casagrande)	RM-5	7.375.556	341.528	235.000	Cór. Casagrande
Praça Bombeiros	RM-6	7.375.764	343.163	34.000	Cór. Rotary
Canarinho	RM-7	7.377.296	343.901	96.000	Cór. Saracantan
Paço Municipal (SBC)	RM-8	7.378.478	341.996	112.763	Cór. Saracantan
Campestre	IP-4	7.396.730	378.013	90.000	Cór. Ipiranga
Aricanduva I	RAR-1	7.389.881	355.480	200.000	Rio Aricanduva
Aricanduva II	RAR-2	7.390.004	351.937	150.000	Rio Aricanduva
Aricanduva III	RAR-3	7.389.842	350.533	340.843	Rio Aricanduva
Aricanduva V	RAR-5	7.393.444	345.987	184.740	Rio Aricanduva
Caguaçu	RCA-1	7.388.703	351.337	323.000	Cór. Caguaçu
Inhumas	RIN-1	7.391.233	346.633	100.000	Cór. Inhumas
Limoeiro	RLI-1	7.389.477	353.934	300.000	Cór. Limoeiro
Rincão	RRI-1	7.396.788	343.034	304.000	Cór. Rincão
Bananal	-	7.405.829	328.312	160.000	Cór. Bananal
Guaraú (Cabuçu)	-	7.404.123	329.441	240.000	Rio Cabuçu de Baixo
Rio Das Pedras	-	7.403.094	327.914	25.000	Cór. Rio das Pedras
Portuguesinha	RPO-2	7.387.094	317.090	120.000	Cór. Poá
Nova República	RPI-2	7.383.472	317.104	107.000	Cór. Pirajuçara
Jardim Maria Sampaio (CPTM)	RPI-2a	7.384.282	317.615	122.000	Cór. Pirajuçara
Parque Pinheiros	RPI-4	7.385.259	318.244	110.000	Cór. Joaquim Cachoeira
Sharp	RPI-6	7.387.373	320.674	500.000	Cór. Pirajuçara
Cedrolândia	RPI-7	7.388.240	321.401	86.000	Cór. Pirajuçara

Nome	Código	Coordenadas		Volume (m³)	Curso d'água
		Norte	Este		
(Eliseu de Almeida)					
Bonança	RVBo-1	7.400.925	316.889	62.000	Cór. Bonança
Rochedale	RVBa-1	7.399.408	317.910	25.000	Cór. Baronesa com Braço Morto
Anhanguera	RVVe-2	7.400.853	320.738	145.000	Rib. Vermelho

Fonte: Adaptado de DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014.

Figura 7.14 – Localização dos reservatórios de retenção em operação na BAT

7.2.4 Dados Hidrológicos

✓ Eventos de Precipitação

Neste estudo foram utilizados os dados de precipitação registrados pelo Radar Meteorológico do Centro Tecnológico de Hidráulica – Laboratório de Hidráulica da EPUSP, durante os últimos eventos críticos ocorridos na BAT e que impactaram severamente o sistema de macrodrenagem da bacia, gerando inundações em diversos pontos da RMSP. Esses eventos foram monitorados pelo Radar Meteorológico na forma de imagens *raster* e ajustados através de correlações com as observações de terra, respeitando os volumes medidos nos pluviômetros, com emprego do método *conditional merging* (ROCHA FILHO, CONDE e ANDRIOLI, 2013), conforme apresentado no capítulo 4. As imagens *raster* assim corrigidas

foram disponibilizadas em arquivos de formato ASCII, contendo a precipitação em pontos espaçados a cada 2.000 m. Os dados assim arranjados totalizam cerca de 6.000 arquivos.

Para a identificação dos eventos críticos, primeiramente, foram analisadas as informações dos “Relatórios de Chuvas na RMSP”, elaborados pelo SAISP, e as séries históricas das estações telemétricas do SAISP, sendo selecionados 7 períodos de chuva intensa entre 2005 e 2011, nos quais foram observados extravasamentos da calha do rio Tietê ou que chegaram muito próximos de sua capacidade de projeto (Tabela 7.5).

Tabela 7.5. Chuvas de calibração do PDMAT-3

Evento	Início	Fim	Duração (h)	Vazão (m³/s)*
Mai-2005	23/5/05 0:10	26/5/05 1:00	73	1.175
Fev -2007	5/2/07 15:30	12/2/07 0:00	152	815
Dez-2007	18/12/07 17:10	21/12/07 1:00	56	935
Set-2009	6/9/09 6:10	10/9/09 14:50	105	895
Dez-2009	7/12/09 10:10	9/12/09 4:00	42	1.090
Jan-2010	20/1/10 18:10	22/1/10 18:00	48	986
Jan-2011	10/1/11 18:10	12/1/11 18:00	48	1.320

*vazão estimada na Barragem Móvel com base na curva-chave e no monitoramento de nível realizado pelo SAISP. A capacidade de projeto da calha neste trecho é de 1.048 m³/s, porém se encontra bastante reduzida devido ao assoreamento do fundo do canal.

Fonte: Girnius e Martins, 2014

Esses eventos apresentaram grande variabilidade em suas características principais: volume e intensidade de chuva, duração, distribuição espacial e temporal, permitindo uma avaliação das diferentes respostas hidrológicas da BAT frente a padrões variados de precipitação.

A Figura 7.15 mostra, como exemplo, as chuvas acumuladas de 24 h, podendo-se observar principalmente a variabilidade espacial e os volumes de chuvas dessas precipitações consideradas críticas, enquanto a Figura 7.16 apresenta a variabilidade das distribuições temporais dos eventos selecionados numa comparação com as distribuições teóricas de Huff (1967) e do SCS (1986).

Os 7 eventos têm núcleos com alto volume de chuva localizados na porção nordeste da BAT, com maior frequência nas bacias dos rios Baquirivu, Cabuçu de Cima e no trecho paulista da várzea do rio Tietê a montante da barragem da Penha, mostrando que o rio Tietê é bastante sensível a chuvas intensas naquela região. Contudo, a área de abrangência das tempestades é bastante variável, estendendo-se tanto para a região de cabeceira (mai/2005), quanto para a porção norte da BAT (set/2009, dez/2009 e jan/2011) ou para as bacias do Tamanduateí e Pinheiros (dez/2007 e jan/2010).

Os volumes totais precipitados menos expressivos ocorreram nos eventos observados em dez/2007 e jan/2010, mas também geraram falhas no sistema de drenagem da BAT, devido a chuvas concentradas na bacia do Tamanduateí, que possui altos índices de impermeabilização do solo.

Figura 7.15. Precipitação acumulada de 24 h em mai/2005 (a), fev/2007 (b), dez/2007 (c), set/2009 (d), dez/2009 (e), jan/2010 (f) e jan/2011 (g)

Figura 7.16. Distribuição temporal das chuvas médias de 24 h observadas na BAT e comparadas com as distribuições teóricas de Huff (a) e do SCS (b)

Com relação à distribuição temporal, quando o formato das curvas se aproxima de uma sigmoide, há apenas um evento principal; contudo se há períodos extensos sem precipitação, há pelo menos dois subeventos de chuva, o que dificulta a comparação com a distribuição teórica. Os dois principais parâmetros que diferenciam as distribuições são a quantidade de chuva precedente à chuva de maior intensidade e a inclinação da curva, que, quanto mais vertical, equivale à maior intensidade (mm/h).

Apenas o evento de fev/2007, que teve precipitações mais amenas não teve distribuição temporal similar a uma das quatro curvas de Huff, porém, constantes durante toda a duração do evento. Há uma maior predominância de chuvas médias na bacia mais intensas no início do evento, que correspondem à distribuição de Huff 1º Quartil. O evento de dez/2009 tem distribuição bastante semelhante à de Huff 2º Quartil, enquanto o de mai/2005 se aproxima da de Huff 3º Quartil, com uma precipitação inicial que encharca os solos antes do evento principal, reduzindo sua capacidade de infiltração, o que contribuiu para que a geração do maior pico de vazão na Barragem Móvel, dentre os 7 eventos críticos selecionados.

As distribuições do SCS se caracterizam por blocos de chuva grandes entre o terço e a metade da duração do evento, que concentram porção significativa do volume total precipitado, se assemelhando à distribuição dos Blocos Alternados, especialmente as do Tipo II e III. Os eventos observados na BAT não apresentam curvas de chuva acumulada com grandes variações verticais e, no geral, são mais intensas nas primeiras horas de chuva. Há uma leve semelhança entre as curvas do SCS e aquelas dos eventos de mai/2005, dez/2007 e dez/2009 nos trechos inicial e final, contudo, o trecho intermediário possui distribuição temporal mais parecida com as curvas de Huff.

✓ **Rede de Monitoramento do SAISP**

A ampliação da rede de monitoramento pluviométrica e fluviométrica da BAT nos últimos 15 anos, em termos de cobertura de satélite em tempo real com alta discretização temporal, foi essencial para a obtenção de informações mais detalhadas e aprimoramento do conhecimento sobre as tormentas críticas e seus impactos nos canais de drenagem, possibilitando a definição mais precisa de elementos fundamentais para a correta modelação da transformação chuva-vazão na bacia hidrográfica. As Figuras 7.17 e 7.18 apresentam a evolução da rede telemétrica do SAISP de 1998 para 2015.

de descargas reais, em complementação aos pontos de controle definidos pelas estruturas hidráulicas.

Figura 7.19. Localização dos postos de monitoramento dotados de curva-chave

Como as curvas-chave se mantêm válidas para o local por um longo tempo, desde que as características geométricas do canal não sofram alterações, as relações cota-vazão estabelecidas podem ser aplicadas aos históricos de monitoramento de nível dos postos, restituindo as vazões que ocorreram nos períodos anteriores.

Considerando os objetivos desse estudo, foram selecionados 6 pontos de controle para calibração do modelo hidrológico: Barragem da Penha, Ponte do Limão e Barragem Móvel no rio Tietê, Aricanduva V na altura do shopping, C12b na foz do ribeirão dos Meninos e TM44 no rio Tamanduateí, após a contribuição dos principais afluentes. A Tabela 7.6 apresenta as curvas-chave dos pontos selecionados, com exceção da Barragem da Penha, para a qual foram utilizados apenas os dados de nível do monitoramento do SAISP, que são mais representativos para a calibração do que as vazões descarregadas, por se tratar de um grande reservatório de amortecimento dos hidrogramas de cheia.

Tabela 7.6. Curvas-chave dos pontos de controle selecionados

Local	Coordenadas (m)		Vazão (m³/s)
	Norte	Este	
44-Tamanduateí - Vd. Pacheco Chaves	7.391.121	336.771	$32,8271 \cdot (H_{OBS} - 721,89)^{1,3893}$
C12b-Foz Meninos	7.387.832	338.733	$13,7319 \cdot (H_{OBS} - 729,55)^{1,6410}$
Aricanduva V - Shopping	7.393.396	345.910	$6,0068 \cdot (H_{OBS} - 732,64)^{2,3973}$
Ponte do Limão (Tietê)	7.398.458	329.800	$4,7974 \cdot (H_{OBS} - 711,00)^{2,3257}$
Barragem Móvel (Tietê)	7.397.224	321.225	$53,348 \cdot (H_{OBS} - 712,70)^{1,5901}$

Fonte: SAISP, 2015; DAEE / Consórcio Engecorps-Cobrape-Maubertec, 2014.

7.3 O Modelo Hidrológico da BAT

7.3.1 Ferramenta de Modelagem

O sistema de modelagem CAbc é um aplicativo da família de modelagem ABC, criada pelo Prof. Rubem La Laina Porto e sua equipe do Laboratório de Sistemas de Suporte à Decisão da EPUSP. Nesta versão, que foi desenvolvida pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica - FCTH, o sistema algumas implementações adicionais que permitem a leitura das chuvas distribuídas sobre a área modelada (CAPPI) geradas pelo radar meteorológico de São Paulo, além da possibilidade de geração de chuvas com base em distribuições teóricas espaciais e temporais, que também podem estar associadas a movimentos de translação.

Utilizou-se o método do Hidrograma Unitário Triangular associado ao *Soil Conservation Service* – SCS para a geração dos hidrogramas do escoamento superficial. Cabe salientar que outros *softwares* com aplicações em recursos hídricos possuem processos de cálculo da transformação chuva-vazão mais complexos, contudo, como esse estudo trata apenas da comparação entre os hidrogramas resultantes de variadas solicitações hidrológicas, não se faz necessário o detalhamento de todos os parâmetros envolvidos na determinação da precipitação excedente, apenas daqueles com maior influência no processo.

O método do SCS vem sendo utilizado em todo o mundo para representar as fases de infiltração e geração dos hidrogramas de projeto devido ao reduzido número de parâmetros envolvidos e por esses parâmetros estarem relacionados com as características físicas das sub-bacias (TUCCI, 2005). O modelo se baseia na relação entre o volume infiltrado inicialmente (I_a) e a capacidade de infiltração (S), a precipitação excedente (P_e) e o total precipitado (P), conforme Eq. 6 (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988):

$$\text{Eq. 6} \quad P_e = (P - I_a)^2 / (P - I_a + S)$$

Com base em resultados experimentais do método do SCS, definiu-se I_a igual a $0,2 \cdot S$ e, para determinar a capacidade de infiltração por tipo e uso do solo (Eq. 7), foi estabelecida uma escala em função do parâmetro CN (*Curve Number*) que varia de 0 a 100, em função da permeabilidade da camada superficial do solo e da condição de umidade antecedente, sendo que o limite superior corresponde a uma cobertura totalmente impermeável.

$$\text{Eq. 7} \quad S = \frac{25400}{CN} - 254$$

A Tabela 7.7 apresenta os valores de CN para áreas agrícolas. Vale dizer que no CAbc o CN médio da sub-bacia é calculado pela proporção de área permeável, com CN definido pelo tipo de uso do solo, e de área impermeável, com CN igual a 98.

Tabela 7.7. Valores de CN para áreas agrícolas e condições médias de umidade antecedente

Uso do solo	Superfície do solo	Grupo do Solo			
		A	B	C	D
Solo lavrado	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações regulares	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	76	84	88
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
	Boas	39	61	74	80
Pastagens	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
	Boas, em curva de nível	6	35	70	79
Campos permanentes	Normais	30	58	71	78
	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras Estradas de terra	Normais	56	75	86	91
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76

Nota: **Solo A**: baixo escoamento superficial e alta infiltração; **Solo B**: menos permeável, mas superior à média; **Solo C**: escoamento superficial acima da média e capacidade de infiltração abaixo da média; **Solo D**: capacidade muito baixa de infiltração, gerando maior proporção de escoamento superficial.

Fonte: Tucci, 2005.

A propagação do volume de escoamento superficial resultante em cada sub-bacia até o curso d'água é realizada pelo método do hidrograma unitário sintético, pelo qual é determinada a vazão de pico (q) e a forma do hidrograma baseado em triângulo ou em outra forma geométrica adequada, com base no tempo de pico (t_p) e tempo de recessão (t_r) para cada intervalo de tempo (D), conforme Figura 7.20.

Figura 7.20. Exemplo de hidrograma unitário triangular (TUCCI, 2005)

O tempo de pico é estimado a partir do tempo de concentração (t_c), segundo a relação $t_p = 0,6 * t_c$. O valor de t_c é estimado pelas características físicas da sub-bacia, apresentado no item 7.3.3, a seguir, enquanto o t_r é estimado pelo t_p , de acordo com a equação $t_r = 1,67 t_p$. A equação da vazão máxima é:

$$\text{Eq. 8} \quad q = 2,08 * A / \left(\frac{D}{2} + 0,6 * t_c \right)$$

Para: A = área de drenagem em km^2 ; q em m^3/s ; t_c em horas e D em horas.

As hipóteses básicas do hidrograma unitário são as seguintes (TOMAZ, 2013):

- ✓ A intensidade da chuva efetiva é constante durante a tempestade que produz o hidrograma unitário;
- ✓ A chuva efetiva é uniformemente distribuída em toda a área de drenagem da bacia;
- ✓ O tempo base ou tempo de duração do hidrograma do deflúvio superficial direto ($t_p + t_r$), devido a uma chuva efetiva de duração unitária, é constante;

- ✓ Os efeitos de todas as características de uma dada bacia de drenagem, incluindo forma, declividade, detenção, infiltração, rede de drenagem, capacidade de escoamento do canal etc. são refletidos na forma do hidrograma unitário da sub-bacia.

O hidrograma total de um evento é construído pela soma de cada hidrograma unitário obtido em cada intervalo de tempo, resultando no hidrograma final para uma dada solicitação hidrológica, conforme a Figura 7.21.

Figura 7.21. Exemplo de composição de hidrograma total pelo método hidrograma unitário triangular (CANHOLI, 2009)

Para o cálculo da propagação do hidrograma de cheias através dos canais, o CAbc utiliza o método de Muskingum descrito por Chow, Maidment e Mays (1988). Este método consiste na utilização da equação da continuidade e de relações entre o armazenamento e as vazões num trecho do curso d'água, considerando o prisma de armazenamento num canal de seção constante e a cunha de armazenamento formada no canal: positiva durante avanço da onda, quando a vazão de entrada é maior que a de saída; e negativa, durante a recessão do hidrograma, quando a vazão de saída é maior que a de entrada.

Considera-se que a descarga por um canal é proporcional à área da seção transversal, dessa forma, o volume do prisma de armazenamento é igual a $K*Q$, onde K é um coeficiente de proporcionalidade que representa o tempo de translação da onda de cheia por um trecho do canal em função da velocidade média do escoamento pela seção e Q a vazão efluente; e o volume da cunha de armazenamento é $K*X(I-Q)$, onde I é a vazão afluente e X é o fator de ponderação (para $X=0$ o armazenamento é tipo reservatório, para $X=0,5$ o armazenamento na cunha é máximo). Portanto, a função de armazenamento em canais (S) é:

$$\text{Eq. 9} \quad S = KQ + K * X(I - Q)$$

O CAbc fornece o hidrograma de entrada (I_j) a partir da transformação chuva-vazão pelo método do SCS, o valor de X é estimado pelo usuário e o valor de K é decorrente da velocidade de escoamento também imposta pelo usuário. O intervalo de cálculo (Δt) é o mesmo adotado para a modelagem hidrológica. Dessa forma, pelo cálculo dos três parâmetros de propagação de Muskingum ($C1$, $C2$ e $C3$) e isolando a variável Q_{j+1} (vazão efluente) da Eq. 9 para os marcos de tempo j e $j+1$, tem-se:

$$\text{Eq. 10} \quad C1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t}$$

$$\text{Eq. 11} \quad C2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1 - X) + \Delta t}$$

$$\text{Eq. 12} \quad C3 = \frac{2K(1 - X) - \Delta t}{2K(1 - X) + \Delta t}$$

$$\text{Eq. 13} \quad C1 + C2 + C3 = 1$$

$$\text{Eq. 14} \quad Q_{j+1} = C1 * I_{j+1} + C2 * I_j + C3 * Q_j$$

Para o passo inicial, considera-se vazão constante, ou seja, I_j igual a Q_j . A Figura 7.22 mostra um exemplo do amortecimento e da translação da onda de cheia obtidos num trecho de rio pelo método de Muskingum.

Figura 7.22. Exemplo de hidrogramas afluente e efluente pela propagação da onda de cheia num canal pelo método de Muskingum (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988)

7.3.2 Topologia da Rede de Drenagem da BAT

Visando à delimitação das sub-bacias da BAT para a modelagem hidrológica no CAbc foram utilizados os seguintes critérios:

- ✓ **Topografia da área:** foram demarcados os divisores das bacias dos cursos d'água principais e de seus afluentes de maior porte e os trechos com mudanças da declividade do terreno;
- ✓ **Tipo de ocupação:** foram realizadas subdivisões por áreas de ocupação homogênea, buscando segregar as bacias predominantemente rurais das urbanas;
- ✓ **Localização de estruturas hidráulicas:** foram consideradas as barragens operadas pelo DAEE, pela EMAE e pela SABESP e os reservatórios de detenção;
- ✓ **Postos de monitoramento da rede telemétrica do SAISP:** adotados como pontos de controle para calibração do modelo hidrológico.

O resultado da aplicação desses quatro critérios foi a divisão da área de estudo em 600 sub-bacias que somam aproximadamente 5.800 km², conforme a Figura 7.23.

Figura 7.23. Topologia do modelo hidrológico completo da área de abrangência do estudo

7.3.3 Dados de Entrada

Os parâmetros de entrada do modelo CAbc para os cálculos da transformação chuva-vazão são obtidos em função de características físicas das sub-bacias (área, comprimento do curso d'água, cota inicial e cota final do trecho) ou por equações derivadas desses parâmetros (tempo de concentração e velocidade de escoamento) e do tipo de uso e ocupação do solo (CN, área permeável e impermeável). O último parâmetro a ser considerado é o amortecimento do hidrograma pela propagação da onda de cheia dos canais, que foi ajustado, neste estudo, com base nos resultados das calibrações.

A seguir, detalham-se as formas de entrada dos parâmetros no modelo adotadas neste estudo e os cálculos efetuados:

- ✓ **Área, comprimento do curso d'água, cotas inicial e final do trecho:** como o *software* está acoplado a algumas funcionalidades do CAD, esses valores são calculados automaticamente no CAbc a partir do traçado das bacias e da inserção dos nós iniciais e finais em cada uma das sub-bacias, tendo como referência a topografia e a hidrografia da base da EMPLASA (2002).

Ressalta-se que em áreas de baixa declividade, as cotas dos nós foram ajustadas uma a uma com base no Modelo Digital do Terreno do PDMAT-3 (2014), tendo em vista que a diferença de 25 m entre as curvas de nível da EMPLASA poderia induzir a erros nas aproximações da elevação do terreno, principalmente em áreas mais planas. Os comprimentos dos subtrechos dos cursos d'água foram determinados pelo cruzamento dos limites de sub-bacias com o arquivo shape da hidrografia no *software Quantum Gis*, pois o CAbc faz uma aproximação do traçado dos rios por uma reta, denominada “trecho”, entre dois nós, resultando em valores menores que o comprimento real.

- ✓ **Tempo de concentração (tc):** o DAEE (2005) recomenda a utilização da fórmula do *California Culverts Practice* (1942), descrita a seguir. O CAbc calcula os valores de *tc* resultantes por esse método em função do desnível e da distância entre dois nós, definidas anteriormente pelas cotas iniciais e finais e pelo comprimento de cada subtrecho, segundo a Equação 15:

$$\text{Eq. 15} \quad t_c = 0,95 \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$$

Onde:

tc = tempo de concentração (h);

L = comprimento do talvegue do curso d'água (km);

Δh = desnível do talvegue entre a seção e o ponto mais distante da bacia (m).

Cabe salientar que o tempo de concentração é um parâmetro a ser utilizado na calibração do modelo hidrológico, ou seja, este equacionamento fornece uma aproximação inicial do *tc* de cada sub-bacia, cujos valores devem ser ajustados a partir da comparação entre os hidrogramas observados e os calculados pelo modelo durante eventos anteriores nos pontos de controle.

- ✓ **Velocidade de escoamento:** a estimativa inicial, pois também pode ser ajustada na etapa de calibração, foi realizada pela fórmula de Manning (Equação 16), que considera o tipo de revestimento do canal, a relação entre a área molhada e o perímetro molhado das seções e a declividade do subtrechos.

$$\text{Eq. 16} \quad V(h) = \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{A(h)}{P(h)} \right)^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

Onde:

V(h) = Velocidade média da água em m/s;

n = coeficiente de Manning: adotados valores de 0,020 – canais de alvenaria como as galerias dos rios Cabuçu de Baixo e Pirajuçara – a 0,04 – córregos limpos com meandros como o rio Tietê a montante da Penha –, ambos em boas condições de manutenção;

A(h) = Área Molhada (m²) – estabelecidos valores médios de largura e profundidade dos canais tendo como referência a variação dos níveis d'água observados durante eventos de cheia em postos de monitoramento do SAISP, as seções transversais levantadas nos PDMATs anteriores e imagens do Google Earth;

P(h) = Perímetro Molhado (m) – obtido conforme descrito no procedimento anterior;

S = declividade em m/m – obtida diretamente no CAbc, conforme explicação precedente.

As velocidades médias resultantes nas seções variaram entre 1 e 5 m/s, sendo menores nos trechos mais planos e em canais sem qualquer revestimento, para os quais os coeficientes de rugosidade de Manning são mais elevados, e maiores na região de cabeceiras, onde as declividades são bastante acentuadas.

- ✓ **Número de deflúvio – Curve Number - CN:** para as parcelas das áreas consideradas em condições naturais (áreas permeáveis), o CAbc utiliza o CN para determinar a influência da constituição geológica e do tipo de cobertura do terreno no comportamento do

escoamento superficial. Nesse estudo utilizaram-se os valores apresentados no PDMAT-1 (1998) que dividiu a BAT em três grandes áreas:

- CN = 56, desde as cabeceiras até a barragem da Penha;
- CN = 63, entre a barragem da Penha e a foz do rio Pinheiros; e
- CN = 68, entre a foz do rio Pinheiros até a barragem Edgard de Souza.

Esse parâmetro foi ajustado em algumas sub-bacias, de forma a considerar a mudança do uso do solo com o avanço da expansão urbana, principalmente para a região de cabeceira de alguns cursos d'água a montante da Penha e do rio Tamanduateí.

- ✓ **Áreas permeáveis e impermeáveis:** para a obtenção da taxa de impermeabilização de cada sub-bacia foi aplicada curva atualizada do PDMAT-3 (Figura 7.24), que correlaciona esse parâmetro à densidade de domicílios/ha (IBGE, 2010), gerada a partir dos resultados de 100 amostras de 5 ha realizadas nos centros urbanos da RMSP, em bairros com diferentes padrões socioeconômicos. Vale dizer que os valores chegam a ser 50% maiores que os estabelecidos por Campana e Tucci (1994) a partir de dados da época, válidos para as cidades de Porto Alegre, São Paulo e Curitiba.

As porcentagens resultantes do cruzamento dos polígonos com as densidades de domicílio e os limites das sub-bacias e com a curva do PDMAT-3 foram inseridas no CAbc, que realiza a multiplicação pela área de cada sub-bacia, definindo sua parcela impermeável e, por diferença, sua parcela permeável.

Assim como para o CN, alguns desses valores também foram revistos na etapa de calibração do CAbc, pois se verificou uma superestimativa das porcentagens em locais cuja delimitação das sub-bacias incorporou áreas ainda com vegetação preservada e áreas urbanizadas, mostrando que nas bordas da mancha urbana da RMSP as taxas de impermeabilização ainda são inferiores àquelas estabelecidas no PDMAT-3.

Figura 7.24 – Relação de porcentagem de área impermeável x densidade domicílio/ha
(DAEE / CONSÓRCIO ENGEORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014)

- ✓ **Amortecimento em canais:** o CAbc utiliza o método de Muskingum (MCCARTHY, 1938) para propagação da onda de cheia nos trechos, que foi desenvolvido a partir de estudos de controle de cheias na bacia do rio Muskingum, nos Estados Unidos. Este método consiste na utilização da equação da continuidade e de relações entre o armazenamento e as vazões de entrada e de saída num trecho do curso d'água, considerando a cunha de armazenamento formada no canal. O fator de ponderação X pode variar entre 0 e 0,5, contudo, os valores mais utilizados estão na faixa de 0,1 a 0,3 (MAIDMENT, 1993). Neste estudo optou-se por assumir o valor típico de $X = 0,2$ (CHOW, MAIDMENT e MAYS, 1988) em todos os canais.

7.3.4 Calibração do Modelo Matemático

Para a calibração do modelo hidrológico da BAT, foi feita a comparação do formato dos hidrogramas e limnigramas (volume, ascensão e declínio) e picos de vazão e nível, obtidos mediante a aplicação das curvas-chave e dos níveis d'água observados nos postos de monitoramento e aqueles calculados pelo modelo para os sete eventos de chuva crítica selecionados, que ocorreram a partir de 2005, quando houve uma ampliação da rede de monitoramento telemétrica do SAISP.

Ressalta-se que uma boa calibração do modelo depende da qualidade dos dados de chuva e de nível d'água observados, que também devem estar coerentes com as vazões estimadas pelas curvas-chave. Dada a densidade atual da rede de estações pluviométricas e a disponibilidade de imagens de radar, considera-se que as precipitações estimadas para cada sub-bacia nos eventos de calibração refletem os volumes totais observados com boa resolução espacial e temporal.

No procedimento da calibração, a primeira verificação é o balanço do volume de água. Para cada evento, o volume de escoamento superficial observado foi comparado com o calculado pelo CAbc nos pontos de controle. Após os ajustes no balanço de volumes, a calibração foi direcionada para a reprodução do formato das descargas (ascensão, recessão e vazão máxima).

Os parâmetros utilizados na calibração foram o tempo de concentração, a velocidade de escoamento, o valor de CN e a taxa de impermeabilização do solo, partindo-se sempre da estimativa inicial calculada pelas metodologias apresentadas no item precedente, “Dados de Entrada”, e realizando pequenos ajustes, de forma a diminuir as diferenças entre os hidrogramas e limnigramas de referência e os calculados pelo modelo.

Nas sub-bacias que não foram considerados pontos de controle para a calibração foi utilizado um enfoque simplificado, com a adoção das estimativas iniciais dos parâmetros hidrológicos, realizando alterações similares às efetuadas em bacias vizinhas com pontos de monitoramento e com características semelhantes.

Neste item, são apresentados os resultados da calibração da modelagem da BAT nos 6 pontos de controle escolhidos (Barragem da Penha, Ponte do Limão e Barragem Móvel no rio Tietê, Aricanduva V na altura do shopping, C12b na foz do ribeirão dos Meninos e TM44 no rio Tamanduateí, após a contribuição dos principais afluentes), mostrados na Figura 7.25. Não foi necessário considerar pontos de controle na bacia do rio Pinheiros, tendo em vista que durante as cheias, o fluxo do rio é invertido, operando isoladamente do rio Tietê (EMAE, 2010).

Ressalva-se que a maioria das sub-bacias afluentes ao rio Tietê não tem monitoramento e a calibração dos parâmetros referentes às mesmas foi realizada de forma integrada, buscando representar os acréscimos entre os hidrogramas observados entre um ponto a montante e outro a jusante.

Figura 7.25 – Localização dos pontos de controle utilizados na calibração do modelo hidrológico

Como exemplo, na Figura 7.26, são apresentadas algumas comparações entre os cotagramas e hidrogramas observados (SAISP) e os calculados pelo modelo (Cabc) para os 7 eventos de referência adotados para a calibração; na Figura 7.27, estão ilustradas as comparações com os níveis dos reservatórios de detenção (em alguns casos foi necessário ajustar o nível de referência vertical). As Figuras 7.28 e 7.29 mostram um resumo dos resultados da calibração em termos de vazão e nível d'água máximos e de volume da onda de cheia associada à chuva principal, respectivamente.

Foram traçadas 3 retas de referência, uma exatamente na diagonal, que representa o ajuste exato da calibração, e outras duas que representam um erro de 10% para mais ou para menos em relação ao valor esperado. Não são apresentados resultados nas datas em que houve falha do sistema de monitoramento.

Figura 7.26 – Comparação entre os resultados do modelo e os observados nos pontos de controle

Figura 7.27 – Comparação entre os resultados do modelo e os observados nos reservatórios de retenção

Figura 7.28– Comparação entre os resultados do modelo e os observados nos pontos de controle

Figura 7.29 – Comparação entre os resultados do modelo e os observados nos pontos de controle

Cabe observar que o processo de calibração é uma tarefa que pode se tornar infundável, na busca de melhores resultados, principalmente quando adotada a *metodologia de tentativa e erro* em *softwares* não capacitados com métodos de calibração automática. O CAbc requer a realização da calibração manual, por isso, o usuário deve decidir em que momento os ajustes dos parâmetros são suficientes para a representação adequada e confiabilidade dos resultados do estudo em desenvolvimento.

Neste caso, foi realizada a análise visual (comparação dos cotagramas e hidrogramas) e numérica (picos e volumes), com o objetivo de encontrar uma boa concordância entre os valores calculados (CAbc) e os valores observados (SAISP e curvas-chave). Os resultados da calibração apresentados nas figuras anteriores foram considerados satisfatórios para as simulações das chuvas de projeto subsequentes, com o objetivo apenas de comparar os resultados de vazões máximas no rio Tietê frente a diversas solicitações hidrológicas, haja vista que na grande maioria das simulações, tanto os valores máximos quanto os volumes dos cotagramas e hidrogramas nos pontos de controle estão inseridos na faixa de erro de 10% da linha de referência ou bem próximos a ela.

Um aspecto negativo da calibração foi o resultado obtido para os pontos de controle no rio Tietê (Barragem da Penha, Ponte do Limão e Barragem Móvel) para o evento ocorrido em fevereiro/2007, que pode estar relacionado com as inconsistências nas estimativas de precipitação, devido à menor disponibilidade de dados pluviométricos da rede da superfície na época para integração com os planos de chuva do radar, ou no próprio monitoramento fluviométrico que pode ter apresentado problemas na medição, no armazenamento dos dados e/ou na referência de nível, que foram corrigidos *a posteriori*.

Ressalta-se que, nas simulações para calibração, foi considerada a simplificação de que os 50 reservatórios de retenção apresentados no item 7.2.3 estavam implantados, apesar de se saber que parte deles entrou em operação após 2005, pela falta de informações consolidadas sobre o período de construção de cada um deles, o que pode ter influenciado as comparações entre os valores calculados e observados. Contudo, espera-se que, devido ao porte da bacia, à complexidade do sistema de drenagem e à verificação da calibração também para eventos mais recentes, esses efeitos sejam percebidos apenas localmente e, dessa forma, os resultados nos pontos de controle nos macrodrenos sejam pouco afetados.

Uma observação também deve ser feita sobre a operação das estruturas hidráulicas, pois se assumiu que durante eventos de cheia observados foram respeitadas as regras estabelecidas pela SABESP, pelo DAEE e pela EMAE e, assim, a partir dos dados de monitoramento de nível e das curvas-chave é possível estimar as vazões descarregadas e comparar com os resultados do modelo hidrológico, o que pode não ter acontecido em todos os eventos de calibração simulados.

Do mesmo modo, podem ter ocorrido modificações nos últimos anos nas seções dos canais que alteraram as curvas-chave estabelecidas nos cursos d'água a partir de medições de descarga líquida, porém, optou-se por utilizá-las, tendo em vista que são as mais recentes informações disponíveis sobre a área em estudo e, assim, há um melhor controle sobre os processos hidrológicos da bacia, do que simplesmente a adoção de parâmetros da literatura sem qualquer verificação com os dados registrados nas estações de monitoramento.

7.4 Simulação das Chuvas de Projeto

Para a análise do efeito nas vazões do rio Tietê para solicitações hidrológicas com diferentes padrões de distribuições espaço-tempo foram elaboradas chuvas de projeto com duração de 6, 12, 24 e 48 horas associadas ao período de retorno de 100 anos, com base na maximização dos eventos críticos observados na BAT e utilizado na calibração, e em distribuições espaciais e temporais sintéticas encontradas na literatura específica.

O posto de referência utilizado para definição do volume de precipitação relacionado ao TR de 100 anos para as quatro durações foi o IAG-USP (Instituto Astronômico e Geofísico da Universidade de São Paulo, código DAEE E3-035 / código ANA 02346059), localizado no Parque Estadual das Fontes do Ipiranga em São Paulo, em operação desde 1933, cujos estudos estatísticos foram consolidados para durações inferiores a 24 h através de uma equação IDF (MARTINEZ e MAGNI, 1999), da forma:

$$\text{Eq. 17} \quad i_{t,T} = 39,30(t + 20)^{-0,9228} + 10,18 (t + 20)^{-0,8764} \left[-0,4653 - 0,8407 \ln \ln \left[\frac{T}{T-1} \right] \right]$$

para $10 \leq t \leq 1.440$ min

Na qual:

i = intensidade da chuva, correspondente à duração t e período de retorno T , em mm/min;

t = duração da chuva em minutos;

T = período de retorno em anos.

No PDMAT-3 (DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014) foram definidas as precipitações para durações de 1 a 45 dias pela análise de frequência de chuvas no posto IAG (Figura 7.30), considerando a série completa (1933-2011) disponível na época, que conta com 13 anos de dados a mais que a série utilizada no estudo precedente.

Figura 7.30 - Curvas de frequência de precipitações máximas anuais do posto IAG - USP – 1933 a 2011 (DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014)

Dessa forma, as precipitações pontuais de referência para a geração das chuvas de projeto para as durações de 6, 12, 24 e 48 horas serão: 127,2 mm, 139,9 mm, 152,1 mm e 192,0 mm, respectivamente.

A transformação da precipitação pontual em volume de chuva efetiva na área total da bacia hidrográfica foi realizada pelo emprego de fatores de redução da chuva no ponto para a chuva na área (FRAs). Tradicionalmente, este valor é obtido a partir de relações desenvolvidas com base nas séries históricas de diversos pluviômetros de uma região. Para esse estudo comparativo foram selecionados dois grupos de curvas FRA:

- ✓ Equação 18, desenvolvida por Leclerc e Schaake (1972), com referência nas curvas do TP-29 - Parte 1 do USWB (1957), que vêm sendo largamente aplicadas pelo mundo, sem qualquer verificação/validação para a região específica em estudo. Os valores de FRA independem da magnitude do evento, são função apenas da área da bacia (A) e da duração da chuva (D);

$$\text{Eq. 18} \quad FRA = 1 - e^{-1.1D^{0.25}} + e^{(-1.1D^{0.25} - 0.01A)}$$

- ✓ Equação 19, desenvolvida por Martins, Girnius e Pinto (2014) para a Bacia do Alto Tietê, com base na metodologia de Jolly, Jobin e Lodewyk (2008), otimizando os valores dos coeficientes ($a = 1,17$, $b = -0,099$, $c = 0,053$ e $d = 0,0115$) pela análise de tormentas críticas observadas na região. Os valores de FRA dependem também da precipitação máxima pontual (RMax), além da área em estudo e da duração do evento.

$$\text{Eq. 19} \quad FRA = a + b \ln(a) + c \ln(D) + d \ln(R \max)$$

A Figura 7.31 mostra as curvas de FRA resultantes da aplicação das Equações 18 e 19 para as precipitações pontuais do TR de 100 anos. Observa-se que as curvas do TP-29 se estabilizam para áreas maiores que 1.000 km², enquanto os valores de FRA definidos para a BAT continuam a decrescer com o aumento do espaço considerado, ou seja, a chuva vai se tornando cada vez menos homogênea.

Por outro lado, pelas duas metodologias, os valores de FRA são maiores para precipitações de maior duração, mostrando que as diferenças entre a precipitação máxima pontual e a precipitação média na bacia são menos expressivas em chuvas de longa duração, quando predominam as chuvas frontais.

Figura 7.31 - Curvas de fator de redução de chuva ponto para chuva na área, adaptadas do TP-29 e do estudo específico para a BAT

Cabe ressaltar que, para as simulações das chuvas de projeto, o modelo calibrado da BAT foi recortado até a Barragem Móvel, excluindo-se também a bacia do rio Pinheiros (isolamento previsto pela regra de operação (EMAE, 2010), tendo em vista que a intenção do estudo é buscar as vazões críticas do rio Tietê em seu trecho com áreas densamente ocupadas e que tradicionalmente sofrem mais com os efeitos das inundações (falhas no transporte público, interrupções do tráfego no entorno de hospitais e de vias principais da RMSP, dentre outros efeitos). Dessa forma, a área em estudo foi reduzida de cerca de 5.800 km² para 2.700 km², conforme a Figura 7.32 que mostra a configuração da área modelada no CAbc.

A Tabela 7.8 apresenta os valores de FRA resultantes para a bacia do rio Tietê, considerando a área de drenagem até a Barragem Móvel.

Figura 7.32. Topologia considerada no modelo hidrológico até a Barragem Móvel (confluência do rio Tietê e do rio Pinheiros)

Tabela 7.8. Valores de FRA associados ao TR de 100 anos para a bacia do rio Tietê até a Barragem Móvel ($\approx 2.700 \text{ km}^2$)

Duração do Evento (h)	Precipitação Máxima Pontual (mm)	FRA T-29	FRA BAT	Precipitação Média na Área TP-29 (mm)	Precipitação Média na Área BAT (mm)	Relação Precipitação Média TP-29 / BAT
6	127,2	0,821	0,539	140,5	68,6	205%
12	139,9	0,871	0,577	121,8	80,7	151%
24	152,1	0,912	0,614	138,7	93,4	149%
48	192,0	0,945	0,654	181,4	125,5	145%

Verifica-se que os valores de FRA são muito maiores pelas curvas americanas do que aqueles definidos no estudo específico de tormentas para a BAT, resultando em solicitações hidrológicas de 45% a 105% superiores, a depender da duração da chuva de projeto, o que, sem dúvida, impacta nas vazões máximas do rio Tietê e, conseqüentemente, no nível de risco de inundação a que a área estará sujeita.

Vale lembrar que as metodologias utilizadas nos dois estudos, Eq. 18 e 19, são diferentes, enquanto o primeiro utiliza a abordagem da *área fixa*, o segundo utiliza a abordagem de *centro da tempestade* que, geralmente, resulta em curvas de FRAs com decaimento mais rápido (Jolly, Jobin e Lodewyk, 2008; Wright, Smith e Baeck, 2014; Martins, Girnius e Pinto, 2014).

Após a definição do volume de precipitação foi necessário estabelecer as distribuições espaciais e temporais a serem utilizadas para geração das chuvas de projeto, sendo criados dois grupos: distribuições observadas – que efetivamente ocorreram e causaram inundações generalizadas na BAT – e distribuições sintéticas – que são frequentemente aplicadas em estudos hidrológicos em bacias urbanas de grande porte.

7.4.1 Distribuições Observadas

Uma vez definidos os volumes das chuvas de projeto para as durações de 6, 12, 24 e 48 horas, as alturas de chuva correspondentes aos padrões observados das distribuições espaciais e temporais dos sete eventos naturais selecionados (discretização espacial: quadrículas de $2 \text{ km} \times 2 \text{ km}$; discretização temporal: acumulados a cada 10 minutos), foram multiplicadas por um fator de maximização, intensificando as precipitações efetivamente registradas na época, de forma a associá-las ao volume de precipitação estatística pontual do TR de 100 anos. Para tanto, foram realizados os seguintes procedimentos:

- ✓ Identificação do período crítico para cada uma das 4 durações (D), associado ao volume máximo de chuva acumulada na bacia, considerando os campos de precipitação inseridos na área de estudo, definida como a bacia do rio Tietê a montante da Barragem Móvel, excluindo-se a bacia do rio Pinheiros;
- ✓ Cálculo da chuva média acumulada no período crítico de cada duração ($P_{MED,OBS,D}$);
- ✓ Multiplicação dos campos de precipitação contidos no período crítico de cada duração pelo fator de maximização $P_{MED,TR100,D}/P_{MED,OBS,D}$, de modo a construir eventos hipotéticos com altura de chuva efetiva na área em estudo igual à da chuva de projeto (Coluna 5 – TP-29 e Coluna 6 - BAT da Tabela 7.8) e mesmo padrão de distribuição espacial e temporal dos eventos de referência considerados.

A seguir são apresentados mais detalhadamente os padrões das distribuições espaciais e temporais dos sete eventos registrados na área de estudo, que foram selecionados para a calibração do modelo hidrológico. Tais padrões foram utilizados para a geração de chuvas de projeto a partir da intensificação dos planos de chuva observados, de forma que o volume total precipitado corresponda ao volume associado ao TR de 100 anos, com base nos estudos estatísticos de precipitação pontual e das curvas de FRA, cujos resultados foram apresentados no item precedente.

Para melhor visualização da evolução dessas tormentas sobre a bacia do rio Tietê até a Barragem Móvel, foram geradas imagens com a precipitação acumulada a cada 4 horas de cada um dos sete eventos com duração total de 48 horas, e gráficos de precipitação acumulada média no tempo para a área total de estudo e para três subáreas, para os subeventos das quatro durações críticas (6, 12, 24 e 48 h), sendo traçadas algumas curvas de distribuições temporais teóricas de Huff (1967) e do SCS (1986), que se mostraram mais semelhantes às observadas para comparação.

A Figura 7.33 mostra a divisão da área em estudo em três subáreas, com o intuito de facilitar a identificação das sub-bacias com chuvas mais ou menos intensas e uma comparação entre os totais precipitados em cada uma delas. A Área 1 (A1), denominada porção inferior, representa a parcela mais urbanizada da área de estudo, tendo como limite as barragens da Penha (montante) e Móvel (jusante), englobando afluentes de grande porte, como os rios Tamanduateí, Aricanduva e Cabuçu de Cima, que passaram por diversas obras de retificação e canalização, assim como o próprio rio Tietê neste trecho.

A Área 2 (A2), denominada porção média, é também bastante urbanizada; contudo, na região de cabeceira dos afluentes, no geral, ainda se encontra vegetação nativa. As várzeas do rio Tietê nesse trecho estão parcialmente preservadas, apesar de algumas retificações em meandros naturais e o avanço da ocupação urbana sobre elas. Afluentes como os rios Jacu e Itaquera foram canalizados, mas muitos outros mantêm características próximas às originais como o rio Baquirivu e os córregos Itaim e Três Pontes.

A Área 3 (A3), denominada porção superior, é a que sofreu menos efeitos da urbanização por estar localizada na região mais periférica da RMSP. Além da menor impermeabilização do solo, que se restringe às áreas mais próximas ao rio Tietê, os cursos d'água estão, em sua grande maioria, com suas seções naturais e a região conta com cinco barramentos (Reservatórios do SPAT) que têm função importante na laminação das vazões de cheia que serão descarregadas para jusante.

De acordo com essa descrição, espera-se que a resposta da bacia à solicitação hidrológica seja mais crítica para precipitações concentradas na Área 1, seguida pela Área 2, devendo ser mais amena na Área 3.

A Tabela 7.9 contém a subdivisão dos eventos nas durações críticas (D), realizada com base no período com maior acúmulo de chuva, para as quais serão apresentados os gráficos de distribuição temporal, enquanto as Figuras 7.34 a 7.47 explicitam os padrões de distribuição espaço-tempo dos 7 eventos observados que foram maximizados para o TR de 100 anos. Na sequência são feitos comentários sobre as principais informações que podem ser extraídas dessas figuras.

Figura 7.33. Subdivisão da área de estudo em A1, A2, e A3 pelo tipo de ocupação predominante e condição de preservação dos canais

Tabela 7.9. Subeventos dos 7 eventos observados para as quatro durações críticas

Duração Crítica (D)		6h		12h		24h		48h	
Evento		Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim
mai/05	Data e Hora	25/05/05 00:30	25/05/05 06:20	24/05/05 19:20	25/05/05 07:10	24/05/05 13:10	25/05/05 13:00	24/05/05 01:10	26/05/05 01:00
	Subevento	23,3h	29,3h	18,2h	30,2h	12,0h	36,0h	0,0h	48,0h
fev/07	Data e Hora	07/02/07 20:30	08/02/07 02:20	07/02/07 19:10	08/02/07 07:00	07/02/07 19:10	08/02/07 19:00	07/02/07 19:10	09/02/07 19:00
	Subevento	1,3h	7,3h	0,0h	12,0h	0,0h	24,0h	0,0h	48,0h
dez/07	Data e Hora	19/12/07 12:40	19/12/07 18:30	19/12/07 07:40	19/12/07 19:30	19/12/07 04:50	20/12/07 04:40	19/12/07 01:10	21/12/07 01:00
	Subevento	11,5h	17,5h	6,5h	18,5h	3,7h	27,7h	0,0	48,0h
set/09	Data e Hora	08/09/09 11:20	08/09/09 17:10	08/09/09 11:20	08/09/09 23:10	08/09/09 11:20	09/09/09 11:10	08/09/09 07:00	10/09/09 06:50
	Subevento	4,3h	10,3h	4,3h	16,3h	4,3h	28,3h	0,0h	48,0h
dez/09	Data e Hora	08/12/09 03:30	08/12/09 09:20	08/12/09 01:40	08/12/09 13:30	07/12/09 22:20	08/12/09 22:10	07/12/09 03:30	09/12/09 03:20
	Subevento	24,0h	30,0h	22,2h	34,2h	18,8h	42,8h	0,0h	48,0h
jan/10	Data e Hora	21/01/10 00:20	21/01/10 06:10	20/01/10 19:50	21/01/10 07:40	20/01/10 19:50	21/01/10 19:40	20/01/10 18:10	22/01/10 18:00
	Subevento	6,2h	12,2h	1,7h	13,7h	1,7h	25,7h	0,0h	48,0h
jan/11	Data e Hora	10/01/11 21:50	11/01/11 03:40	10/01/11 21:30	11/01/11 09:20	10/01/11 21:30	11/01/11 21:20	10/01/11 18:10	12/01/11 18:00
	Subevento	3,7h	9,7h	3,3h	15,3h	3,3h	27,3h	0,0h	48,0h

Figura 7.34. Evolução da distribuição espacial da precipitação observada entre os dias 24 e 26 de maio de 2005 a cada 4 horas

Figura 7.35. Evolução da distribuição temporal da precipitação observada nos dias 24 a 26 de maio de 2005 para as 4 durações críticas

Figura 7.36. Evolução da distribuição espacial da precipitação observada entre os dias 7 e 9 de fevereiro de 2007 a cada 4 horas

Figura 7.37. Evolução da distribuição temporal da precipitação observada entre 7 e 9 de fevereiro de 2007 para as 4 durações críticas

Figura 7.38. Evolução da distribuição espacial da precipitação observada entre os dias 19 e 21 de dezembro de 2007 a cada 4 horas

Figura 7.39. Evolução da distribuição temporal da precipitação observada entre 19 e 21 de dezembro de 2007 para as 4 durações críticas

Figura 7.40. Evolução da distribuição espacial da precipitação observada entre os dias 8 e 10 de setembro de 2009 a cada 4 horas

Figura 7.41. Evolução da distribuição temporal da precipitação observada entre 8 e 10 de setembro de 2009 para as 4 durações críticas

Figura 7.42. Evolução da distribuição espacial da precipitação observada entre os dias 7 e 9 de dezembro de 2009 a cada 4 horas

Figura 7.43. Evolução da distribuição temporal da precipitação observada entre 7 e 9 de dezembro de 2009 para as 4 durações críticas

Figura 7.44. Evolução da distribuição espacial da precipitação observada entre os dias 20 e 22 de janeiro de 2010 a cada 4 horas

Figura 7.45. Evolução da distribuição temporal da precipitação observada entre 20 e 22 de janeiro de 2010 para as 4 durações críticas

Figura 7.46. Evolução da distribuição espacial da precipitação observada entre os dias 10 e 12 de janeiro de 2011 a cada 4 horas

Figura 7.47. Evolução da distribuição temporal da precipitação observada entre 10 e 12 de janeiro de 2011 para as 4 durações críticas

A precipitação mais intensa do evento de maio/2005 tem duração de aproximadamente 16 h (entre as horas 16 e 32 do evento total); para durações maiores observam-se longos períodos sem chuva ou com chuva leve. O início da chuva possui um núcleo claro sobre a A2, contudo, a área de estudo passa a ser atingida por uma tormenta vinda da Serra do Mar, abrangendo a princípio toda sua porção sul e avançando sobre a cabeceira do Tamanduateí (A1), de Guaió e os reservatórios de Taiaçupeba, de Ponte Nova e de Paraitinga (A2). A distribuição temporal dos subeventos de 6 e 12 h é praticamente uniforme, com uma precipitação de cerca de 10 mm/hora, formando uma diagonal nos gráficos de precipitação acumulada, ao contrário das curvas teóricas, que apresentam um período de chuva com maior intensidade ao longo do evento. Para as durações críticas de 24 e 48 h as inclinações das curvas ficam mais similares às de Huff 2º e 3º Quartis, apesar da chuva precedente ter sido menor do que as esperadas pelas curvas de Huff. Em termos de precipitação total, a chuva média na área de estudo superou 140 mm em 48 h, sendo que praticamente metade desse valor foi observado em apenas 6 horas de chuva. Ao final, na A1, a precipitação foi 80% daquela registrada tanto na A2 como na A3.

No início do evento de fevereiro/2007 foi registrado um núcleo de chuva de alta intensidade e de curta duração (0-4 h), localizado principalmente na A2 e se estendendo para leste sobre a A3 e para oeste sobre a A1, seguido pela permanência de chuvas moderadas (4-8 h) e, posteriormente, por períodos de chuva leve (20-24 h) ou sem chuva. A distribuição temporal do evento se aproxima da curva de Huff 1º Quartil, especialmente para as menores durações críticas. Destaca-se que apesar da chuva média na bacia somar cerca de 75 mm em 48 h, esse valor representa apenas 70% da precipitação observada na A2.

No evento de dezembro/2007 houve uma precipitação leve (4-12 h) antes da chegada do núcleo principal de chuva (12-16 h), o que é considerado crítico para a formação dos hidrogramas, pois a capacidade de infiltração dos solos se encontra reduzida quando a precipitação se torna mais intensa. O avanço da frente de chuva se deu no sentido sudoeste-nordeste, com maior acúmulo inicialmente nos afluentes da margem esquerda do rio Tamanduateí (A2) e no reservatório da Barragem da Penha e, posteriormente, sobre as bacias da região leste da A1. Com relação à distribuição temporal, verifica-se que para as durações críticas 6, 12 e 24 h há uma similaridade com as curvas de Huff – 3º, 3º, 2º Quartis, respectivamente, devido à chuva precedente ao evento principal de cerca de 20% do total.

Em comparação com as curvas do SCS, no evento observado, a chuva é um pouco menos intensa, porém, se mantém com alta intensidade por um período maior. É muito difícil comparar a chuva de duração de 48 h com as chuvas teóricas, pois há um longo período praticamente sem chuva após a 18ª hora, haja vista que a precipitação média nas 12 horas mais crítica soma 65 mm e no evento total esse valor não ultrapassa 70 mm. Em termos de chuva acumulada por área, apesar do núcleo de chuva na bacia do Couros e Meninos (A1), a ausência de chuva na cabeceira do Tamanduateí e nas bacias afluentes ao rio Tietê de jusante resultou numa precipitação média na A1 de apenas 70% (≈ 50 mm) das observadas na A2 e na A3.

A distribuição espacial do evento de setembro/2009 se assemelha à do evento de dezembro/2007, pois a frente de chuva caminha também no sentido sudoeste-nordeste, contudo, os núcleos são mais extensos, abrangendo toda a porção norte da área de estudo. Há uma diferença na distribuição temporal dos dois eventos, pois o mais recente se aproxima das curvas de Huff de 1º Quartil (12, 24 e 48 h) e de 2º Quartil (6 h), para as quais a precipitação precedente ao evento principal é menos significativa, mas, por outro lado, a intensidade é elevada logo no início da chuva. Para as durações críticas de 6 e 12 h é possível observar uma leve similaridade com a curva do SCS Tipo IA.

A precipitação total na A2 foi de aproximadamente 100 mm, enquanto na A1 esse valor ficou entorno de 70 mm. A precipitação leve após o evento principal foi expressiva na somatória, tendo em vista que cerca de 15 mm de chuva foram acrescidos à média da área de estudo, entre as 12 h mais críticas (70 mm) e o evento total (85 mm).

A evolução dos padrões de distribuição espacial do evento de dezembro/2009 é similar ao dos dois anteriores, evoluindo no sentido sudoeste-nordeste, porém, com núcleos de precipitação mais intensa na porção central da bacia, abrangendo principalmente os rios Aricanduva, Tiquatira (A1) e Itaquera (A2) entre as 24ª e 28ª hora e evoluindo para a região de cabeceira dos rios Baquirivu (A2) e Cabuçu de Cima (A1) entre 28ª e 32ª hora. Antes do evento principal, observa-se a ocorrência de precipitações localizadas na porção superior do rio Tamanduateí (16-20 h) e nas proximidades da Barragem da Penha (20-24 h). Após a passagem da frente de chuva mais crítica, foram registradas chuvas leves, mais concentradas na A2 e na porção leste da A3.

No que diz respeito à distribuição temporal, assim como no evento de dezembro/2007, há uma similaridade com as curvas de Huff 2º e 3º Quartis, que representam chuvas leves antes e depois do evento principal. Em comparação com as curvas do SCS, no evento observado de duração crítica de 12 h e 24 h a chuva é um pouco menos intensa que a de Tipo I, mas se mantém com alta intensidade por um período maior. A inclinação da curva do SCS Tipo II é bastante semelhante à do evento com duração crítica de 48 h, apesar de a chuva precedente ter sido menor que aquela da curva teórica em referência.

Numa comparação entre a evolução das chuvas nas subáreas, observa-se que até a 30ª hora a precipitação é praticamente uniforme na área de estudo, porém, a partir desse momento a precipitação passa a ser mais expressiva somente na A2, somando 113 mm em 48 h, enquanto na A1 e na A3 esse valor não ultrapassou 95 mm ($\approx 85\%$).

O evento de janeiro/2010 atingiu inicialmente a porção leste da A3 com chuvas leves a moderadas (4-8 h), no entanto, frentes de chuva vindas da bacia do Paraíba do Sul (nordeste-sudoeste) e da bacia da Baixada Santista (sudoeste-nordeste) avançaram sobre a área de estudo (8-12 h), especialmente sobre a A1 e A2, onde ocorreram chuvas muito intensas e de curta duração. Na A3 as precipitações permaneceram, mas com baixa intensidade.

Como exemplo da concentração da chuva num período de poucas horas, no gráfico de distribuição temporal para a duração crítica de 24 h, observa-se que a precipitação registrada entre a 4ª e a 10ª hora corresponde a praticamente todo o volume de chuva do período, de cerca de 60 mm. A partir da 28ª hora ocorreram eventos isolados na área de estudo que influenciaram no formado das curvas de precipitação acumulada, dificultando a comparação com as distribuições teóricas, entretanto, as grandes variações verticais se assemelham à curva do SCS Tipo II, apesar da ausência de chuva precedente no evento observado para as durações de 24 e 48 h. Para os subeventos de 6 e 12 h, a intensidade da chuva foi menor que aquela representada pelo SCS, se aproximando mais das distribuições teóricas de Huff – 3º Quartil.

Considerando apenas o período de 6 horas de chuva mais crítico, a intensidade de chuva na área de estudo foi na média de 6 mm/h, mas chegou a 25 mm/h na A1 e a 35 mm/h na A2 em alguns momentos. O total precipitado nesse período foi mais expressivo na A1 com 57 mm, seguido pela A2 com 50 mm e pela A3, onde a chuva foi mais constante, mas de baixa intensidade, somando 23 mm.

A distribuição espacial do evento de janeiro/2011 foi semelhante à do evento selecionado do ano anterior, com uma chuva precedente do extremo leste da A3 (0-4 h), seguida de uma chuva de altíssima intensidade (4-8 h) abrangendo a A1 e A2, sendo exceção apenas as cabeceiras dos afluentes da porção sul da área de estudo. Diferentemente do evento anterior, um grande volume de chuva também atingiu a porção central da A3. Nas horas subsequentes (8-12 h) a chuva permaneceu de leve a moderada, com um núcleo principal na porção central da área de estudo. Até a 24ª hora as chuvas observadas foram praticamente nulas, gerando uma lacuna de 12 horas sem chuva, sendo registrados eventos isolados, principalmente sobre os afluentes da margem direita do rio Tietê.

Quanto à distribuição temporal, logo no início do evento, a intensidade da chuva é máxima, ainda maior que a observada em janeiro/2010, por isso, as curvas de precipitação acumuladas são mais parecidas com as de Huff 1º Quartil. Apenas para a duração crítica de 6 h a distribuição temporal do subevento se assemelha mais às curvas teóricas do SCS Tipo IA e Huff 2º Quartil, devido a um período de cerca de 1 h de chuva de menor intensidade antes do evento principal. Avaliando-se apenas as 6 h mais críticas em termos de volume de chuva, a precipitação média da área foi aproximadamente 60 mm, enquanto na A2 esse valor foi superior a 90 mm, ou seja, 50% maior, tendo períodos com intensidade de chuva superior a 40 mm/h (1,5 a 2,5 h).

Sendo assim, devido à variabilidade de volumes de chuva e dos padrões das distribuições espaciais e temporais desses eventos observados na área de estudo, pode-se afirmar que esses três fatores são importantes na composição de uma solicitação hidrológica crítica. Como exemplo, destaca-se que as precipitações acumuladas médias em 24 h variaram de 50 mm (jan/2010) a 125 mm (mai/2005), com núcleos de chuva mais intensa identificados nas três subáreas, a depender do evento em análise (A1 – jan/2010, A2 – todos e A3 – mai/2005 e dez/2007), e com intensidades médias no período mais crítico de 9 mm/h (0-6h - dez/2007) a 40 mm/h (1,5-2,5h – jan/2011).

Com base nos gráficos de distribuição temporal para as durações críticas foram obtidos os valores da chuva média acumulada ($P_{MED,OBS,D}$) na área em estudo no período crítico de cada subevento, conforme a Tabela 7.10.

Tabela 7.10. Precipitação média área de estudo para os 7 eventos selecionados ($P_{MED,OBS,D}$)

Duração Crítica (D)	Mai/2005	Fev/2007	Dez/2007	Set/2009	Dez/2009	Jan/2010	Jan/2011
6	63,50	38,60	47,50	52,20	50,00	36,60	57,50
12	113,20	50,70	63,60	68,50	63,00	47,70	61,20
24	127,30	68,70	67,00	77,10	80,20	54,20	67,50
48	144,70	75,30	68,20	81,90	94,80	66,70	88,20

O passo seguinte foi calcular os fatores de maximização dos campos de precipitação observados (distribuição espacial e temporal), estabelecendo eventos hipotéticos com precipitação efetiva na área igual à da chuva de projeto, lembrando que para cada duração crítica foram estabelecidos dois volumes associados ao TR de 100 anos, um relacionado à aplicação do FRA desenvolvido especificamente para a BAT (MARTINS, GIRNIUS e PINTO, 2014) e outro desenvolvido no TP-29 pelo USWB, que foi equacionado por Leclerc e Schaake (1972). As Tabelas 7.11 e 7.12 apresentam os cálculos dos fatores de maximização para as duas situações.

Tabela 7.11. Fator de maximização do evento observado ($P_{MED,TR100,D}/P_{MED,OBS,D}$) – FRA específico para a BAT

Duração Crítica (D)	Mai/2005	Fev/2007	Dez/2007	Set/2009	Dez/2009	Jan/2010	Jan/2011
6	1,080	1,777	1,444	1,314	1,372	1,874	1,193
12	0,713	1,592	1,269	1,178	1,281	1,692	1,319
24	0,734	1,360	1,395	1,212	1,165	1,724	1,384
48	0,868	1,667	1,841	1,533	1,324	1,882	1,423

Tabela 7.12. Fator de maximização do evento observado ($P_{MED,TR100,D}/P_{MED,OBS,D}$) – FRA estabelecido no TP-29

Duração Crítica (D)	Mai/2005	Fev/2007	Dez/2007	Set/2009	Dez/2009	Jan/2010	Jan/2011
6	1,646	2,707	2,200	2,002	2,090	2,855	1,817
12	1,076	2,403	1,916	1,779	1,934	2,554	1,991
24	1,090	2,020	2,071	1,800	1,730	2,560	2,055
48	1,254	2,409	2,660	2,215	1,913	2,720	2,057

A Figura 7.48 exemplifica a aplicação do procedimento adotado para obtenção das chuvas de projeto associadas a distribuições espaciais e temporais reais, multiplicando por 1,165 um dos planos de chuva observados no evento de dezembro/2009 para geração da chuva de projeto de 24 h no caso de utilização do FRA desenvolvido especificamente para a BAT.

Figura 7.48. Campos de precipitação observada (a) e da chuva de projeto de 24h para TR=100 anos (b) acumuladas entre 06:40 e 6:50 h do dia 08/12/2009

7.4.2 Distribuições Sintéticas

As distribuições hidrológicas sintéticas têm importante aplicação em projetos de macrodrenagem, pois representam cenários de precipitações que podem ser críticos para uma determinada bacia hidrográfica embora não tenham sido observados nas séries históricas derivadas do monitoramento pluviométricos ou atmosférico (radar). Trata-se, portanto, de um método que busca cobrir outras formas de distribuição que podem influir na determinação das vazões de projeto associadas aos riscos admitidos em projeto.

Nesse estudo foram considerados três padrões de distribuição espacial de tormentas: tormenta uniforme sobre a área e tormentas com formato circular e elíptico com decaimento em função da distância do núcleo do evento sintético. A hipótese da chuva uniforme é mais aceita para análise da resposta hidrológica de bacias de pequeno porte, o que implica na consideração de uma variação espacial mínima na área. As distribuições espaciais circulares e elípticas são mais frequentemente empregadas em estudos de bacias de médio e grande porte, nas quais a distribuição da chuva sobre a área não é homogênea. Nestes casos, por simplicidade, considera-se que a chuva tem um núcleo no qual ocorre a precipitação máxima e à medida em se afasta deste, a precipitação vai sendo reduzida.

Uma forma de se representar numericamente este resultado é a adoção de um fator de redução exponencial que varia em função da distância ao núcleo. A forma numérica para obtenção da precipitação sintética em cada ponto é apresentada a seguir, para os formatos circular e elíptico.

Considerando-se um círculo de raio R que circunscreve a área da bacia, se P_i é a precipitação a uma distância r_i do núcleo (Figura 7.49), o FRA da área pode ser equacionado pela Eq. 20, na qual P_0 representa a precipitação no núcleo e P_i indica a precipitação na área A_i representada pelo anel a uma distância r_i do núcleo.

$$\text{Eq. 20} \quad FRA = \frac{P_{med}}{P_{max}} = \frac{\sum A_i | P_i}{AP_0}$$

Figura 7.49. Distribuição circular em planta da relação chuva no ponto – chuva na área

A precipitação P_i é dada pela Eq. 21, na qual o termo k representa o fator de decaimento da chuva com a distância ao núcleo. Substituindo-se a Eq. 21 na Eq. 20 e integrando-se por partes a equação resultante entre 0 e R , pode-se obter a Eq. 22, que representa a relação entre o FRA e k .

$$\text{Eq. 21} \quad P_i = P_0 e^{-kr_i}$$

$$\text{Eq. 22} \quad FRA = \frac{\int_0^R 2re^{-kr} dt}{R^2} = \frac{2}{R^2 k^2} (1 - (kR + 1)e^{-kR})$$

Uma vez definido o valor de FRA, o valor de k a ser utilizado para determinação da precipitação em cada ponto distante r do núcleo pode ser obtido numericamente através do método de Newton-Raphson, como indicado nas Eq. 23, 24, 25 e 26, onde k_{i+1} representa a aproximação numérica $i+1$ obtida a partir de uma estimativa inicial de K_i :

$$\text{Eq. 23} \quad k_{i+1} = k_i - \frac{F(k_i)}{F'(k_i)}$$

$$\text{Eq. 24} \quad F(k_i) = ak^2 + kRe^{-kR} + e^{-kR} - 1$$

$$\text{Eq. 25} \quad F'(k_i) = 2ak - kR^2 e^{-kR}$$

$$\text{Eq. 26} \quad a = \left(\frac{FRA \cdot R^2}{2} \right)$$

A Eq. 22 considera, entretanto, que toda a área da bacia está inscrita no círculo sobre o qual se desenvolve a tormenta, o que raramente será efetivo, como ilustra a Figura 7.50. Na prática, é preciso corrigir o resultado da Eq. 21, para determinação da precipitação pontual P'_i , através da relação β indicada na Eq. 27, na qual Ab_j representa a parcela da área da bacia inserida em um anel circular distancia r_j do núcleo da tormenta e Ac_j indica a área deste anel.

Figura 7.50. Representação da bacia em que apenas parte dela está inserida na área coberta pelo círculo indicado na Eq. 23

$$\text{Eq. 27} \quad \beta_j = \frac{Ab_j}{Ac}$$

A solução numérica da Eq. 23 para obtenção do valor de k_i no caso real pode ser efetuada numericamente através da aplicação do método de Newton-Raphson, utilizando-se as expressões a seguir, nas quais se representa o número de anéis utilizados na subdivisão da área.

$$\text{Eq. 28} \quad F(k_i) = FRA \cdot A - \sum_{j=1}^n Ab_j e^{-k \frac{R}{j}}$$

$$\text{Eq. 29} \quad F'(k_i) = \sum_{j=1}^n \frac{R}{j} A b_j e^{-k \frac{R}{j}}$$

$$\text{Eq. 30} \quad k_i^{t+1} = k_i^t - \frac{F'(k_i^t)}{F(k_i^t)}$$

Da mesma forma, para uma precipitação com formato elíptico definido pela relação $\alpha=a/b$, sendo a e b as semidimensões N-S e L-O da área coberta pela elipse, a elipse pode ser subdividida em setores com razão $r_i = a/j$:

$$\text{Eq. 31} \quad r = \frac{\alpha \cdot a^2}{\sqrt{a^2 \sin^2 \theta + \alpha \cos^2 \theta}}$$

As Figuras 7.51 e 7.52 ilustram chuvas sintéticas geradas a partir das equações anteriormente apresentado e as diferenças entre as precipitações acumuladas em dois pontos distintos da bacia, respectivamente.

Figura 7.51. Exemplo da geração automática pelo CAbc de chuvas com distribuições espaciais circulares (a) e elípticas (b)

Figura 7.52. Exemplo de hietogramas acumulados sintéticos gerados pelo CABc num evento hipotético sobre a área de estudo de precipitação pontual de 100 mm, FRA de 0.5, duração de 6h e distribuição temporal de Huff 2º Quartil

Devido aos diferentes tipos de ocupação na área em estudo e da condição do sistema de drenagem, optou-se por definir três locais, um em cada subárea (A1 – Porção Inferior, A2 – Porção Média e A3 – Porção Superior), que serviram de núcleo do evento sintético. Além desses locais, foram definidas mais quatro situações com translação do núcleo da chuva (NO-SE, SE-NO, NE-SO e SO-NE), na tentativa de cobrir uma gama expressiva dos possíveis resultados de vazões de projeto no rio Tietê, na altura da Barragem Móvel, para as diversas combinações de solicitações hidrológicas.

Com relação às distribuições temporais, foram utilizadas as curvas de massa de Huff (1967) – 1º, 2º, 3º e 4º Quartis, que mais se assemelham às observadas nos sete eventos críticos selecionados para a bacia do Alto Tietê e do SCS (1986) – Tipo I, IA e II, que possuem períodos de precipitação mais intensa, antecidos e sucedidos de chuvas mais amenas. Cabe salientar que as distribuições do Tipo III do SCS e a dos Blocos Alternados para as IDFs nacionais são equivalentes à curva do SCS Tipo II (PORTO e MARCELLINI, 1993) e, por isso, não foram utilizadas neste estudo.

Assim como feito para os eventos hipotéticos gerados a partir das distribuições observadas na área de estudo, as chuvas sintéticas foram calculadas de forma que a precipitação efetiva na área correspondesse aos volumes definidos para o TR de 100 anos pela aplicação do FRA desenvolvido especificamente para a BAT (MARTINS, GIRNIUS e PINTO, 2014) e do FRA

constante no TP-29 pelo USWB (1957), equacionado por Leclerc e Schaake (1972), para as quatro durações críticas - 6, 12, 24 e 48 horas.

A Figura 7.53 resume as associações de distribuição espacial e temporal, volume da precipitação efetiva e duração crítica utilizados para a geração de 840 eventos de chuva sintéticos, enquanto a Tabela 7.13 mostra as especificações de direção e velocidade de deslocamento do núcleo utilizadas nos eventos com translações, e a localização inicial dos núcleos.

Núcleo/Translação	Distribuição Espacial	Distribuição Temporal	FRA	Duração Crítica
Bacia do Tamanduateí (A1)		Huff – 1º Quartil		
Bacia do Baquirivu (A2)		Huff – 2º Quartil		6 horas
Mogi das Cruzes (A3)	Circular	Huff – 3º Quartil	Específico BAT (2014)	12 horas
NO-SE	Elíptica	Huff – 4º Quartil	TP-29 (1957)	24 horas
SE-NO		SCS – Tipo I		
NE-SO		SCS – Tipo IA		48 horas
SO-NE		SCS – Tipo II		
Uniforme				
(7x2+1 = 15)	x	(7)	x	(2)
				(4) = 840

Figura 7.53. Combinações de distribuições espaciais, temporais, volume e duração para a geração de eventos de tormentas sintéticas

Tabela 7.13. Caracterização dos eventos sintéticos com e sem translação

Núcleo/Translação	Localização inicial do núcleo		Duração (h)	Velocidade (km/h)	Direção Propagação (graus a partir do eixo das abscissas)
	Norte	Este			
Bacia do Tamanduateí (A1)	7.389.315	338.784	6, 12, 24 e 48		
Bacia do Baquirivu (A2)	7.408.136	350.182			
Mogi das Cruzes (A3)	7.393.660	379.614			
NO-SE	7.410.771	331.998	6	8	315°
			12	4	
			24	2	
			48	1	
SE-NO	7.376.702	378.303	6	8	130°
			12	4	
			24	2	
			48	1	
NE-SO	7.411.246	364.070	6	8	220°
			12	4	
			24	2	
			48	1	
SO-NE	7.374.330	334.655	6	8	40°
			12	4	
			24	2	
			48	1	

A Figura 7.54 mostra a localização dos núcleos dos eventos sintéticos e o sentido das translações dos eventos com deslocamento do núcleo.

Figura 7.54. Localização dos núcleos das tormentas sintéticas e dos deslocamentos dos eventos associados a translações do núcleo

7.5 Vazões de Projeto

Os resultados de vazão de projeto na Barragem Móvel, limite de jusante da área de estudo, se referem à aplicação dos padrões de distribuição espacial e temporal observados nos 7 eventos selecionados (mai/2005, fev/2007, dez/2007, set/2009, dez/2009, jan/2010 e jan/2011) e dos padrões de chuva sintéticos (15 distribuições espaciais combinadas a 7 distribuições temporais), ambos para dois tipos de FRA (específico para a BAT e do TP-29) e para quatro durações (6, 12, 24 e 48h), associando, em todos os casos, a chuva efetiva na área de estudo ao volume estatístico para o TR de 100 anos. Dessa forma, foram realizadas 56 simulações com padrões de precipitação observados e 840 com padrões de precipitação sintéticos.

As Tabelas 7.14 a 7.16 expõem os resultados obtidos em cada simulação, divididos em três grandes grupos: eventos observados maximizados, eventos sintéticos com as distribuições temporais de Huff (1º, 2º, 3º, e 4º Quartil) e do SCS (Tipo I, IA e II), respectivamente, classificados de acordo com a seguinte escala de cores:

Escala de cores para as vazões (m³/s)				
< 1.000	2.000	3.000	4.000	5.000

Tabela 7.14. Vazões de projeto resultantes para os eventos observados maximizados

Vazão Máxima na Barragem Móvel (m³/s) para TR de 100 anos									
FRA		Específico BAT				TP-29			
Duração (h)		6	12	24	48	6	12	24	48
Eventos Observados Maximizados	mai/05	1.152	1.220	1.457	1.858	1.913	2.076	2.391	2.841
	fev/07	1.440	1.528	1.307	1.607	2.648	3.008	2.242	3.023
	dez/07	1.558	1.553	1.822	2.701	2.751	2.773	3.153	4.289
	set/09	1.426	1.283	1.341	1.895	2.543	2.306	2.348	3.069
	dez/09	1.463	1.519	1.464	1.833	2.437	2.523	2.380	2.955
	jan/10	2.760	2.461	2.530	2.834	4.748	4.187	4.197	4.532
	jan/11	1.960	2.260	2.425	2.582	3.469	3.978	4.149	4.246

Tabela 7.15. Vazões de projeto resultantes para os eventos sintéticos com as distribuições temporais de Huff

Vazão Máxima na Barragem Móvel (m³/s) para TR de 100 anos																		
Duração (h)			6				12				24h				48h			
Distribuição Temporal (X Quartil)			1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º
Núcleo / Translação	Distribuição Espacial	FRA																
Bacia do Tamanduateí (A1)	Circular	Específico BAT	2.281	2.499	2.582	2.626	2.013	2.238	2.397	2.524	1.613	1.792	1.967	2.158	1.487	1.709	1.918	2.037
Bacia do Baquirivu (A2)	Circular		1.740	1.882	1.939	1.965	1.665	1.831	1.951	2.057	1.492	1.667	1.811	1.992	1.449	1.647	1.805	1.870
Mogi das Cruzes (A3)	Circular		960	1.041	1.079	1.102	972	1.072	1.147	1.224	931	1.042	1.113	1.268	1.024	1.177	1.317	1.428
Bacia do Tamanduateí (A1)	Elíptica		1.868	2.049	2.115	2.136	1.692	1.861	1.984	2.078	1.415	1.564	1.695	1.818	1.296	1.472	1.662	1.812
Bacia do Baquirivu (A2)	Elíptica		1.552	1.673	1.716	1.725	1.548	1.706	1.815	1.896	1.410	1.578	1.716	1.903	1.387	1.583	1.746	1.817
Mogi das Cruzes (A3)	Elíptica		1.082	1.176	1.220	1.239	1.074	1.187	1.271	1.352	984	1.098	1.195	1.342	1.066	1.226	1.377	1.496
Uniforme			1.354	1.475	1.519	1.536	1.299	1.435	1.530	1.608	1.143	1.272	1.393	1.517	1.098	1.269	1.447	1.607
NO-SE	Circular		1.994	2.139	2.058	1.867	1.823	2.008	2.011	1.877	1.450	1.627	1.694	1.688	1.453	1.705	1.808	1.737
SE-NO	Circular		1.210	1.508	1.766	1.948	1.162	1.473	1.756	2.034	1.004	1.341	1.633	1.981	1.054	1.390	1.700	1.886
NE-SO	Circular		1.696	2.057	2.320	2.425	1.596	1.974	2.229	2.381	1.391	1.720	1.948	2.094	1.369	1.675	1.916	1.988
SO-NE	Circular		2.084	2.153	2.002	1.799	1.882	2.011	1.953	1.819	1.509	1.664	1.711	1.770	1.376	1.634	1.777	1.742
NO-SE	Elíptica		1.761	1.915	1.906	1.794	1.624	1.840	1.884	1.810	1.420	1.622	1.660	1.604	1.375	1.631	1.722	1.663
SE-NO	Elíptica		1.242	1.535	1.754	1.878	1.151	1.462	1.750	1.951	1.004	1.314	1.600	1.920	1.036	1.378	1.690	1.856
NE-SO	Elíptica		1.649	1.948	2.153	2.230	1.573	1.878	2.081	2.196	1.389	1.674	1.829	1.918	1.347	1.651	1.845	1.882
SO-NE	Elíptica		1.888	1.980	1.868	1.699	1.692	1.858	1.837	1.745	1.354	1.549	1.624	1.705	1.218	1.487	1.703	1.722

...continua

Vazão Máxima na Barragem Móvel (m³/s) para TR de 100 anos																		
Duração (h)			6				12				24h				48h			
Distribuição Temporal (X Quartil)			1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º	1º	2º	3º	4º
Núcleo / Translação	Distribuição Espacial	FRA																
Bacia do Tamanduateí (A1)	Circular	TP-29	2.795	3.063	3.170	3.218	2.453	2.759	2.976	3.178	2.042	2.272	2.501	2.743	1.878	2.103	2.307	2.399
Bacia do Baquirivu (A2)	Circular		2.560	2.797	2.888	2.938	2.334	2.621	2.834	3.022	1.991	2.217	2.437	2.658	1.849	2.067	2.271	2.367
Mogi das Cruzes (A3)	Circular		2.059	2.251	2.331	2.371	2.015	2.248	2.426	2.606	1.816	2.025	2.228	2.452	1.771	1.979	2.177	2.275
Bacia do Tamanduateí (A1)	Elíptica		2.593	2.843	2.938	2.982	2.326	2.595	2.798	2.986	1.967	2.188	2.406	2.652	1.846	2.064	2.266	2.358
Bacia do Baquirivu (A2)	Elíptica		2.448	2.663	2.743	2.776	2.256	2.531	2.735	2.911	1.950	2.177	2.394	2.614	1.828	2.042	2.246	2.345
Mogi das Cruzes (A3)	Elíptica		2.138	2.335	2.411	2.447	2.048	2.288	2.473	2.647	1.837	2.048	2.253	2.481	1.779	1.988	2.186	2.286
Uniforme			2.338	2.550	2.634	2.673	2.174	2.422	2.609	2.784	1.892	2.109	2.320	2.557	1.812	2.026	2.225	2.318
NO-SE	Circular		2.682	2.932	2.970	2.913	2.393	2.701	2.877	2.986	2.013	2.252	2.456	2.635	1.863	2.090	2.284	2.350
SE-NO	Circular		2.256	2.611	2.819	2.943	2.120	2.494	2.786	3.039	1.865	2.143	2.409	2.677	1.792	2.037	2.267	2.376
NE-SO	Circular		2.509	2.893	3.082	3.154	2.300	2.690	2.961	3.172	1.962	2.242	2.496	2.724	1.832	2.079	2.302	2.389
SO-NE	Circular		2.711	2.938	2.940	2.861	2.406	2.695	2.850	2.951	2.013	2.246	2.444	2.621	1.866	2.093	2.281	2.344
NO-SE	Elíptica		2.528	2.779	2.854	2.845	2.297	2.601	2.792	2.923	1.963	2.209	2.417	2.605	1.831	2.060	2.263	2.337
SE-NO	Elíptica		2.275	2.613	2.795	2.889	2.122	2.488	2.763	2.994	1.866	2.137	2.399	2.655	1.794	2.036	2.262	2.367
NE-SO	Elíptica		2.467	2.820	2.992	3.049	2.269	2.635	2.891	3.070	1.947	2.220	2.462	2.682	1.821	2.066	2.285	2.371
SO-NE	Elíptica		2.599	2.821	2.831	2.760	2.324	2.603	2.761	2.867	1.958	2.197	2.401	2.591	1.842	2.075	2.266	2.333

Tabela 7.16. Vazões de projeto resultantes para os eventos sintéticos com as distribuições temporais do SCS

Vazão Máxima na Barragem Móvel (m³/s) para TR de 100 anos														
Duração (h)			6			12			24h			48h		
Distribuição Temporal (Tipo)			I	IA	II	I	IA	II	I	IA	II	I	IA	II
Núcleo / Translação	Distribuição Espacial	FRA												
Bacia do Tamanduateí (A1)	Circular	Específico BAT	2.512	2.313	2.732	2.350	1.953	2.846	2.127	1.650	2.840	2.356	1.681	3.463
Bacia do Baquirivu (A2)	Circular		1.927	1.814	2.061	1.876	1.711	2.207	1.767	1.421	2.280	2.018	1.494	2.897
Mogi das Cruzes (A3)	Circular		1.023	980	1.074	1.065	1.034	1.228	1.078	949	1.367	1.314	1.000	1.849
Bacia do Tamanduateí (A1)	Elíptica		2.089	1.931	2.251	1.990	1.670	2.378	1.838	1.441	2.405	2.036	1.482	2.983
Bacia do Baquirivu (A2)	Elíptica		1.772	1.678	1.871	1.749	1.613	2.023	1.654	1.347	2.100	1.901	1.411	2.667
Mogi das Cruzes (A3)	Elíptica		1.185	1.126	1.249	1.211	1.116	1.407	1.203	987	1.532	1.440	1.076	2.017
Uniforme			1.492	1.405	1.586	1.483	1.272	1.737	1.431	1.129	1.831	1.661	1.226	2.363
NO-SE	Circular		2.153	1.990	2.307	2.107	1.786	2.484	1.971	1.557	2.551	2.211	1.618	3.207
SE-NO	Circular		1.579	1.467	1.750	1.550	1.478	1.891	1.425	1.207	1.977	1.663	1.164	2.547
NE-SO	Circular		2.139	1.977	2.391	2.012	1.819	2.512	1.842	1.470	2.544	2.083	1.486	3.182
SO-NE	Circular		2.158	2.006	2.284	2.117	1.795	2.466	1.972	1.546	2.539	2.216	1.592	3.175
NO-SE	Elíptica		1.928	1.803	2.068	1.901	1.659	2.221	1.795	1.407	2.294	2.025	1.484	2.889
SE-NO	Elíptica		1.600	1.482	1.768	1.535	1.439	1.913	1.449	1.176	1.998	1.685	1.181	2.559
NE-SO	Elíptica		2.009	1.853	2.235	1.924	1.741	2.363	1.787	1.428	2.407	2.020	1.452	3.030
SO-NE	Elíptica		2.001	1.859	2.098	1.975	1.666	2.281	1.842	1.433	2.349	2.054	1.471	2.947

...continua

Vazão Máxima na Barragem Móvel (m³/s) para TR de 100 anos														
Duração (h)			6			12			24h			48h		
Distribuição Temporal (Tipo)			I	IA	II	I	IA	II	I	IA	II	I	IA	II
Núcleo / Translação	Distribuição Espacial	FRA												
Bacia do Tamanduateí (A1)	Circular	TP-29	3.108	2.862	3.378	2.892	2.420	3.497	2.604	2.000	3.482	2.821	1.997	4.147
Bacia do Baquirivu (A2)	Circular		2.858	2.646	3.095	2.727	2.315	3.290	2.486	1.917	3.313	2.762	1.960	4.057
Mogi das Cruzes (A3)	Circular		2.306	2.144	2.499	2.348	2.037	2.832	2.255	1.755	3.010	2.605	1.851	3.828
Bacia do Tamanduateí (A1)	Elíptica		2.891	2.663	3.141	2.740	2.294	3.311	2.487	1.913	3.321	2.754	1.951	4.051
Bacia do Baquirivu (A2)	Elíptica		2.729	2.537	2.936	2.641	2.251	3.174	2.432	1.887	3.236	2.726	1.935	4.000
Mogi das Cruzes (A3)	Elíptica		2.401	2.231	2.598	2.411	2.073	2.907	2.296	1.784	3.063	2.627	1.864	3.860
Uniforme			2.595	2.408	2.804	2.544	2.159	3.062	2.376	1.835	3.164	2.682	1.907	3.938
NO-SE	Circular		2.985	2.740	3.238	2.816	2.361	3.399	2.541	1.955	3.388	2.799	1.983	4.110
SE-NO	Circular		2.688	2.468	2.958	2.584	2.219	3.177	2.389	1.826	3.230	2.697	1.900	3.993
NE-SO	Circular		2.973	2.733	3.273	2.781	2.359	3.408	2.509	1.917	3.388	2.777	1.956	4.110
SO-NE	Circular		2.982	2.740	3.220	2.822	2.362	3.385	2.545	1.957	3.382	2.802	1.985	4.102
NO-SE	Elíptica		2.824	2.611	3.068	2.708	2.287	3.270	2.474	1.910	3.307	2.755	1.947	4.044
SE-NO	Elíptica		2.695	2.467	2.971	2.590	2.215	3.173	2.393	1.831	3.231	2.697	1.899	3.989
NE-SO	Elíptica		2.890	2.653	3.177	2.733	2.317	3.338	2.483	1.903	3.342	2.761	1.945	4.076
SO-NE	Elíptica		2.866	2.639	3.096	2.747	2.292	3.297	2.497	1.919	3.318	2.765	1.957	4.055

8 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Diante da aplicação de precipitações de projeto com padrões de distribuições espaciais e temporais observados e sintéticos foi obtida uma gama de resultados de vazão de projeto do rio Tietê, especificamente na Barragem Móvel, limite de jusante da área de estudo. A seguir são apresentados os principais pontos de destaque extraídos da comparação desses valores.

As tormentas que implicaram valores extremos de vazão foram, dentre os padrões de chuva observados, aquelas relacionadas ao evento de janeiro/2010, com precipitações de alta intensidade, atingindo principalmente a porção inferior da área de estudo (A1), que possui as maiores taxas de impermeabilização do solo. Dentre os padrões de chuva sintéticos, as vazões máximas foram obtidas nas simulações também com núcleo na Bacia do Tamanduateí (A1), com distribuição espacial circular e temporal do SCS – Tipo II, considerando as quatro durações e os FRAs específicos da BAT ou os fornecidos pelo TP-29, conforme a Figura 8.1.

Vale salientar que, para os padrões observados, a adoção dos FRAs do TP-29 resultou, na média, em picos 69% maiores que aqueles resultantes da aplicação dos FRAs específicos para a BAT. Para os padrões sintéticos, os picos obtidos com o FRA do TP-29 resultaram 22% superiores em relação aos calculados com o FRA específico. Contudo, no primeiro caso, as tormentas sintéticas geram, na média, picos 23% menores do que as tormentas observadas maximizadas e, no segundo caso, 12% maiores.

Figura 8.1. Vazões máximas obtidas dentre todas as simulações de chuvas com padrões observados e sintéticos

Em termos de vazão específica, quantidade de água produzida por tamanho da área de estudo, as chuvas de projeto com distribuições observadas resultaram em valores máximos para as quatro durações simuladas de $0,98 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$ para os FRAs da BAT e de $1,64 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$ para os FRAs do TP-29, enquanto para as distribuições sintéticas esses valores foram de $1,10 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$ e de $1,34 \text{ m}^3/\text{s.km}^2$, respectivamente, para as duas condições de FRA citadas.

Ressalta-se que, quando aplicados os FRAs da BAT, que decaem mais rapidamente com a área do que aqueles do TP-29, os eventos sintéticos produzem vazões máximas maiores que os eventos observados maximizados. Por outro lado, o resultado é oposto para os valores de FRA mais elevados, tendo em vista que nas distribuições sintéticas quanto maior o FRA, mais uniformemente distribuída é a chuva sobre a área de estudo, enquanto nas distribuições observadas, a maior parte do volume da precipitação efetiva fica restrita aos locais onde realmente foram registradas as chuvas de maior intensidade, no caso, a Bacia do Tamanduateí (A1). A Figura 8.2 mostra, como exemplo, as precipitações acumuladas em uma das sub-bacias do Tamanduateí – Tam (A1) e em Mogi das Cruzes – Mogi (A3), ilustrando o efeito do FRA quando aplicado em padrões de chuva observados e sintéticos.

Figura 8.2. Precipitações acumuladas em duas sub-bacias para o evento observado maximizado e para o evento sintético pra os FRAs da BAT e do TP-29

Numa comparação entre as vazões máximas obtidas para as solicitações hidrológicas dos eventos observados maximizados (Figura 8.3), percebe-se que os padrões registrados durante

os períodos críticos de mai/05, fev/07, set/09 e dez/09 foram os que resultaram nos menores picos dos hidrogramas na Barragem Móvel, enquanto nos de jan/10 e jan/11 foram os mais elevados. A tormenta do evento de dez/07 gerou valores intermediários, sendo mais expressivos para a duração de 48 h.

Na maioria das simulações as vazões máximas aumentaram com o aumento da duração do evento. Isto ocorre porque nos padrões observados há períodos de precipitação leve ou até sem chuva e outros que concentram precipitações mais intensas e de curta duração, levando a um viés na maximização. Este ‘defeito’ não acontece na geração de chuvas sintéticas que seguem curvas de distribuição temporais contínuas, assemelhando-se a uma sigmoide.

Figura 8.3. Vazões máximas na Barragem Móvel para os eventos observados maximizados, para as 4 durações e para os FRAs da BAT e do TP-29

Numa avaliação dos resultados dos eventos sintéticos, primeiramente com relação à distribuição temporal, verifica-se que os picos de vazão decrescem com o aumento da duração da tormenta, ao contrário dos valores obtidos nos eventos observados maximizados, apesar do

leve acréscimo, em alguns casos, entre as durações de 24 e 48 h. A exceção é a distribuição do SCS – Tipo II, que produz resultados muito próximos para as durações de 6, 12 e 24 h, mas valores muito superiores para a duração de 48 h; isto porque a curva de massa dessa distribuição concentra 50% da precipitação do evento em apenas 6,25% da sua duração, resultando numa resposta mais crítica das sub-bacias da área de estudo, pois os volumes de chuva totais dos eventos aumentam para tormentas mais longas.

Dentre as três distribuições simuladas do SCS, a do Tipo IA é a menos crítica, seguida pela do Tipo I e pela do Tipo II, no entanto, as duas primeiras produzem vazões máximas entre 1.500 e 2.500 m³/s para o FRA específico da BAT e entre 2.000 m³/s e 3.000 m³/s para o FRA do TP-29; a última atinge valores de 3.500 m³/s e 4.000 m³/s, respectivamente para os dois tipos de FRA (Figura 8.4).

Figura 8.4. Vazões máximas na Barragem Móvel para os eventos sintéticos com distribuição temporal do SCS

Para as quatro distribuições de Huff, a do 1º Quartil é a menos crítica, seguida pelas de 2º, 3º e 4º Quartis, mostrando que a chuva precedente de intensidade leve a moderada é importante no processo de saturação do solo, gerando picos de vazão mais elevados. Por outro lado, os picos dos hidrogramas são mais suaves com o aumento da duração da tormenta, sem exceção para os eventos de 48 h, como foi observado nas distribuições do SCS.

A faixa de variação das vazões máximas é menos expressiva para as distribuições de Huff, ficando entre 1.500 e 2.500 m³/s para o FRA específico da BAT e entre 2.000 m³/s e

3.200 m³/s para o FRA do TP-29, ou seja, resultados bastante semelhantes aos das distribuições do SCS Tipo I e Tipo IA (Figura 8.5).

Figura 8.5. Vazões máximas na Barragem Móvel para os eventos sintéticos com distribuição temporal de Huff

A análise das distribuições espaciais foi dividida em duas etapas: localização do núcleo da tormenta e translações sobre a área de estudo; e formato do decaimento da chuva do núcleo até os limites da bacia hidrográfica. As Figuras 8.6 e 8.7 mostram as vazões máximas obtidas para os três núcleos e para as quatro translações simuladas para as distribuições temporais do SCS e de Huff, respectivamente.

Figura 8.6. Vazões máximas na Barragem Móvel com a variação dos locais dos núcleos e translações dos eventos sintéticos com distribuição temporal do SCS

Figura 8.7. Vazões máximas na Barragem Móvel com a variação dos locais dos núcleos e translações dos eventos sintéticos com distribuição temporal do Huff

Ressalta-se que as máximas apresentadas estão associadas ao decaimento em formato circular e à distribuição temporal do SCS – Tipo II e do Huff – 4º Quartil, à exceção das tormentas com núcleo em Mogi das Cruzes (A3) e a translação no sentido SE-NO, que estão associadas ao decaimento em formato elíptico.

A principal constatação dos resultados acima apresentados é que a faixa de variações de vazões máximas é mais estreita nas simulações com os FRAs do TP-29 do que os específicos para a BAT, em consequência da adoção de valores próximos a 1, que indicam uma chuva similar a uma tormenta constante em toda a área de estudo já os fatores da ordem de 0,6 indicam uma maior variação espacial da chuva sobre a área e, com isso, uma alteração mais significativa na formação dos hidrogramas no rio Tietê com as mudanças dos locais dos núcleos e translações. Como exemplo, as chuvas sintéticas com 6 horas de duração produziram vazões máximas entre 1.200 a 2.700 m³/s para os FRAs específicos da BAT e 2.500 a 3.400 m³/s para os FRAs do TP-29, portanto, uma variação de 1.500 m³/s contra uma de 900 m³/s.

No geral, os picos de vazão mais elevados foram obtidos nas chuvas sintéticas com núcleo fixo na Bacia do Tamanduateí (A1), seguidos pelas chuvas com translações nos sentidos NE-SO, SO-NE e NO-SE, pela chuva com núcleo fixo na Bacia do Baquirivu (A2), pela chuva com translação no sentido SE-NO, pela chuva uniforme na área e, por último, pela chuva com núcleo fixo em Mogi das Cruzes (A3). Esse ordenamento dos resultados das simulações

demonstra, novamente, que volumes de chuva mais expressivos nas sub-bacias a jusante da Barragem da Penha, mais urbanizadas, geram maior escoamento superficial e que volumes concentrados na porção superior da área de estudo (A3) geram hidrogramas mais amortecidos, em função da laminação das cheias dos reservatórios do SPAT e dos menores índices de impermeabilização do solo.

Dentre as translações, as chuvas sintéticas cujos núcleos caminham no sentido NE-SO, especialmente para as distribuições temporais de Huff, se mostraram um pouco mais elevadas que as que se iniciam na bacia do Tamanduateí (SO-NE), tendo em vista que a composição dos hidrogramas no rio Tietê se dá de uma maneira mais crítica nesse cenário. De fato, os hidrogramas gerados na porção média (A2) no início da precipitação transladam pelo rio Tietê, enquanto a chuva avança sobre as sub-bacias a jusante da Penha (A1) e, dessa forma, os hidrogramas gerados nessas sub-bacias se sobrepõem temporalmente àqueles gerados na região intermediária da área de estudo.

A comparação entre os formatos de decaimento espacial da chuva na área de estudo - circular, elíptica e uniforme (sem decaimento) - é apresentada nas Figuras 8.8 e 8.9. As vazões máximas circulares estão associadas aos eventos com núcleo na bacia do Tamanduateí (A1) e distribuição temporal do SCS – Tipo II, enquanto algumas das elípticas estão relacionadas aos eventos com translação no sentido NE-SO.

Figura 8.8. Vazões máximas na Barragem Móvel com a variação dos formatos de decaimento espacial dos eventos sintéticos com distribuição temporal do SCS

Figura 8.9. Vazões máximas na Barragem Móvel com a variação dos formatos de decaimento espacial dos eventos sintéticos com distribuição temporal do Huff

Conclui-se que, independentemente do FRA adotado, da duração do evento ou do tipo da distribuição temporal, as tormentas que decaem espacialmente em formato circular resultaram nos picos de vazão mais elevados, seguidas pelas distribuições elípticas e pelas uniformes (sem decaimento). Isso ocorreu porque o rio Tietê no trecho em estudo escoar no sentido leste-oeste e as principais sub-bacias a ele afluentes têm formato alongado no sentido norte-sul e sul-norte e, dessa forma, os padrões circulares concentram os volumes de chuva mais expressivos em poucas sub-bacias, enquanto os padrões elípticos tendem a distribuir os volumes da tormenta por mais sub-bacias.

No outro extremo, estão os padrões uniformes, nos quais os volumes estão divididos igualitariamente em todas as sub-bacias, favorecendo os processos de infiltração da água no solo, e gerando hidrogramas com picos mais amortecidos.

Portanto, de posse de todos os valores de vazão de projeto calculadas pelo modelo matemático desenvolvido no CABc e calibrado para a área de estudo, tanto para as distribuições espaço-tempo observadas quanto para as sintéticas, é possível identificar as seguintes características da resposta da bacia hidrográfica do rio Tietê a essas diversas solicitações hidrológicas:

- ✓ A aplicação de padrões de chuva observados maximizados resulta em vazões de projeto 22% maiores que aquelas calculadas a partir dos padrões de chuva sintéticos, quando utilizados os FRAs desenvolvidos especificamente para a BAT. Quando utilizados os

valores de FRA do TP-29, os picos de vazão obtidos são 12% menores pela aplicação dos padrões de chuva sintéticos na comparação com o emprego das distribuições observadas (Figura 8.1);

- ✓ A utilização dos FRAs do TP-29 para cálculo da chuva efetiva na área de estudo associada ao TR de 100 anos aumenta os picos de vazão na Barragem Móvel, na média das quatro durações simuladas, em 69% (Figura 8.1), apesar dos FRAs serem apenas 49% maiores (Tabela 7.8);
- ✓ As vazões de projeto tendem a aumentar com a duração da tormenta para os padrões de chuva observados (Figura 8.3) e a decair para os padrões sintéticos, à exceção da aplicação da distribuição temporal do SCS – Tipo II (Figuras 8.4. e 8.5);
- ✓ Dentre as distribuições temporais sintéticas, a aplicação das curvas de massa de Huff produzem vazões máximas semelhantes às do SCS Tipo I e Tipo IA, sendo esta última a menos crítica, enquanto para a do SCS Tipo II as vazões são consideravelmente superiores, maiores que 1.000 m³/s em alguns casos. Dentre as distribuições de Huff, a de 1º Quartil é a menos crítica, seguida pelas de 2º, 3º e 4º Quartis, todavia, as diferenças entre elas para as mesmas durações e tipo de FRA são, no geral, de 500 m³/s (Figuras 8.4. e 8.5);
- ✓ As distribuições espaciais sintéticas e a localização do núcleo da tormenta têm efeito expressivo na formação dos hidrogramas de projeto, contudo, esse fator é menos relevante quando aplicados os FRAs do TP-29 do que os desenvolvidos especificamente para a BAT, devido à menor variabilidade espacial sobre a área de estudo, resultante da adoção de valores de FRAs mais elevados (Figuras 8.6. e 8.7);
- ✓ Distribuições espaciais que resultam em maior concentração de volumes de chuva a jusante da Barragem Móvel, onde as sub-bacias são mais impermeabilizadas, produzem picos de vazão mais elevados, como as tormentas com núcleo fixo na Bacia do Tamanduateí (A1) e as translações nos sentidos NE-SO, SO-NE e NO-SE, (Figuras 8.6 e 8.7);
- ✓ Dentre os três formatos de decaimento espacial da chuva pela área de estudo simulados, a forma circular se mostrou mais crítica para o rio Tietê, seguida da elíptica e da uniforme (sem decaimento) (Figuras 8.8. e 8.9);

No entanto, ressalva-se que a ampliação dos registros de precipitações nos postos de superfície e pelo radar meteorológico para a obtenção de uma série mais extensa de eventos extremos observados, com diferentes durações e padrões de distribuição espacial e temporal, traria maior confiabilidade às estimativas do FRA específico para a bacia e, em consequência, à identificação de padrões de tormentas críticos para a área de estudo que podem ainda não ter ocorrido ou não terem sido registrados pelo sistema de monitoramento com informações mínimas para utilização no presente estudo.

Desta forma, uma vez ampliada a base de dados, seria possível utilizar este método para determinação de vazões de projeto para bacias complexas apenas a partir da simulação de chuvas sintéticas, sem a necessidade de uma análise detalhada do comportamento das chuvas sobre a região, considerando que foram obtidos valores similares de vazões máximas nas simulações dos sete eventos observados maximizados para o TR de 100 anos e das 840 combinações de tormentas sintéticas, especialmente quando aplicados os FRAs específicos da BAT: distribuição espaço-tempo do evento observado em janeiro/2010 e chuva sintética com núcleo fixo na Bacia do Tamandateí com decaimento em formato circular e distribuição temporal do SCS – Tipo II.

Cabe salientar que a vazão de projeto na Barragem Móvel apresentada no PDMAT-3 (DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014) para a tormenta maximizada do evento de dez/2009 de 24 horas foi de 2.100 m³/s, enquanto, neste estudo, para a tormenta sintética com as distribuições mais críticas para a mesma duração, o pico de vazão foi de 2.840 m³/s, mesmo com a utilização do FRA definido especialmente para a área de estudo. Para se obter uma vazão máxima próxima àquela do estudo precedente pela tormenta teórica crítica seria necessário utilizar um FRA de 0,35, resultando numa precipitação média de 53,3 mm sobre a bacia, correspondente a um volume de chuva 43% inferior daquele previsto na Tabela 7.8 para a associação estatística com a precipitação pontual do TR de 100 anos, de 93,4 mm.

Outra constatação interessante é que a utilização dos valores de FRA da literatura, sem a devida validação para a área em estudo, poderia levar ao superdimensionamento de até 70% das soluções para os sistemas de drenagem, para o mesmo nível de risco normalmente aceito em projetos de drenagem, correspondente ao período de retorno de 100 anos.

9 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A adequada representação do comportamento dos eventos chuvosos críticos para uma determinada bacia hidrográfica pode conduzir ao dimensionamento de projetos mais econômicos de drenagem urbana associados à redução de riscos à população que transita ou reside no entorno dos cursos d'água, apesar de outros fatores, como a umidade do solo precedente e o desempenho dos sistemas de drenagem (manutenção e operação de canais, reservatórios e estruturas hidráulicas), também serem importantes na geração ou não de inundações, em função de seus efeitos nos processos de transformação chuva-vazão e vazão-nível d'água, havendo a possibilidade de ocorrência de transbordamento dos canais de drenagem mais frequentes do que aqueles diretamente relacionados à precipitação de projeto estatística.

Devido à dificuldade de previsão e associação de risco para esses outros fatores, considerou-se como premissa desta pesquisa apenas o estudo dos comportamentos críticos da bacia frente às variações nas solicitações hidrológicas. Neste contexto foram descritos os três principais elementos que impactam na determinação da tormenta de projeto: volume, distribuição espacial (formato e movimentação) e distribuição temporal.

O volume da precipitação sobre a bacia é determinado a partir do fator de redução de área (FRA) que é aplicado na transformação das chuvas pontuais para chuvas efetivas sobre uma bacia. Os valores de FRA dependem da duração do evento, do tamanho da área de interesse e, em alguns estudos, dependem também da precipitação máxima, que pode ser correlacionada a um período de retorno.

Na revisão bibliográfica foram relacionadas diversas formulações desenvolvidas mundialmente no intuito de estabelecer os valores do FRA, considerando métodos como o centro da tempestade, a área fixa e o centro da máxima anual, além dos equacionamentos analíticos; entretanto, a experiência nacional sobre o tema é restrita, havendo uma recomendação do DNIT para utilização das curvas conservadoras do TP-29. Uma avaliação específica pela abordagem do centro da tempestade das tormentas críticas observadas na Bacia do Alto Tietê mostrou que as curvas decaem mais rapidamente que as do TP-29, ou seja, há uma maior variabilidade espacial nas chuvas que efetivamente resultaram em extravasamentos nos principais cursos d'água da BAT. Com relação às distribuições temporais, os métodos mais utilizados para definição dos hietogramas de projeto são desenvolvidos a partir de dados locais, gerando equações IDF específicas para cada posto ou

região, sendo os dados históricos fonte de informação importante na tentativa de tipificação dos hietogramas críticos para a área de estudo, pela geração de curvas de massa adimensionais, variando a intensidade da precipitação ao longo da duração do evento.

Os eventos críticos selecionados na área de estudo desta pesquisa mostraram alta variabilidade espacial e temporal, com núcleos de precipitação mais intensa tanto na porção superior, como na média e na inferior da bacia hidrográfica, com intensidades médias durante o subevento principal de 10 a 40 mm/h e distribuições temporais que se assemelham às curvas de massa de Huff e do SCS, a depender do evento em análise e da duração escolhida, porém, mostrando que as chuvas observadas nem sempre mantêm a forma de sigmoide adotada nas aproximações das distribuições teóricas.

Neste estudo foi proposto o emprego de padrões de chuva observados e sintéticos, para valores de FRA provenientes de duas fontes distintas, sobre um modelo de transformação chuva-vazão bem calibrado da bacia do rio Tietê até sua confluência com o rio Pinheiros para comparação dos resultados de vazão de projeto na Barragem Móvel, com objetivo de verificação da aplicabilidade do método proposto em estudos de macrodrenagem em bacias urbanas.

A representação espacial e temporal mais detalhada dos eventos observados, pela integração dos planos de chuva de radar meteorológico de Ponte Nova aos registros dos postos de superfície da rede telemétrica do SAISP, foi possível apenas devido à existência de uma rede de monitoramento pluviométrico suficiente densa, com dados já consistidos. E, a utilização desses padrões na calibração do modelo matemático foi viabilizada pela realização de uma adaptação no código do software CAbc para leitura de arquivos de chuva distribuída e instantânea (a cada passo de tempo), em formato ASCIIgrid derivados dos planos de chuva (CAPPI). Os resultados das vazões obtidas para as diversas tormentas de projeto simuladas foram agrupados para comparação em padrões observados e sintéticos, em função dos valores de FRA do TP-29 e específicos para BAT e em decorrência das distribuições temporais (1º, 2º, 3º e 4º Quartil de Huff e Tipo I, IA e II do SCS) e das distribuições espaciais (localização do núcleo, translações e formato do decaimento).

A abordagem proposta mostrou que é possível obter vazões máximas próximas àsquelas geradas pelos eventos observados maximizados pela simulação intensa de combinações de padrões usuais sintéticos e, dessa forma, satisfazendo as condições para sua aplicação em projetos de sistemas de drenagem de grandes bacias urbanas e, conseqüentemente, reduzindo

a necessidade de avaliações exaustivas dos padrões de tormentas observadas sobre uma determinada bacia hidrográfica para definição da chuva de projeto mais adequada.

Por outro lado, as diferenças expressivas entre os valores de vazões de projeto encontrados pela aplicação do FRA desenvolvido para a BAT ou daqueles desenvolvidos para outras regiões, sem a devida validação, indicam a importância de análises específicas desse coeficiente para estudos hidrológicos em bacias hidrográficas de grande porte, pois as obras de drenagem propostas, neste caso, seriam dimensionadas para níveis de risco muito maiores do que aqueles esperados, resultando em soluções de engenharia antieconômicas.

Neste estudo, com a utilização dos valores de FRA específicos da BAT, a tormenta de projeto que apresentou distribuição espacial e temporal mais crítica (núcleo na bacia do Tamanduateí, formato de decaimento circular e hietograma do Tipo SCS –II) resultou numa vazão máxima no rio Tietê na altura da Barragem Móvel de 3.500 m³/s, valor superior à vazão de projeto estabelecida no PDMAT-3 de 2.100 m³/s e muito maior que a capacidade do atual da calha do rio Tietê, cujas obras foram concluídas em 2005, de 1.048 m³/s.

Ressalta-se que a combinação nessa pesquisa destas três variáveis (volume, distribuição espacial e temporal) em bacias complexas, pode levar a um nível mais elevado de redução de risco do que aquele obtido pela simples associação da precipitação pontual ao TR de 100 anos normalmente realizada para estudos de macrodrenagem de bacias de pequeno porte. Contudo, esses resultados evidenciam o déficit que já havia sido identificado no Plano, entre a capacidade do sistema de drenagem atual da BAT e as solicitações hidrológicas/hidráulicas a ele impostas para períodos de retorno mais elevados, haja vista a ocorrência de ao menos 7 (sete) falhas generalizadas do sistema num período inferior a 10 anos; e a urgência da realização de novas intervenções, tanto de ampliação da capacidade de veiculação de vazões como de amortecimento dos picos de cheia para redução do nível de risco à inundação a que a população atualmente está sujeita.

Cabe salientar que, devido à quantidade limitada de padrões de distribuição de chuvas críticas observadas atualmente disponível para essa análise, a aplicação prática das indicações resultantes deste estudo deve ser cautelosa. Sugere-se, assim, que sejam feitas simulações adicionais, para obtenção de uma maior quantidade de padrões críticos registrados sobre a área de estudo, para verificação da sensibilidade do modelo da bacia hidrográfica e produção de uma gama maior de resultados tanto de valores de FRA como de vazões máximas nos cursos d'água de interesse, para que o emprego do método seja realizado com confiabilidade

em projetos de drenagem, reforçando a importância de manutenção dos sistemas de monitoramento como ação de Política Pública, na busca de redução de riscos frente às solicitações hidrológicas.

Ressalta-se que nesse estudo foram utilizados unicamente os dados da rede de superfície do SAISP, mas outros sistemas de monitoramento pluviométrico como da Agência Nacional de Águas (ANA), Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) e Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN) podem ser usados para complementação da base de dados e até mesmo para verificação e validação dos registros onde há superposição de estações.

Há ainda outras funcionalidades não exploradas do modelo matemático desenvolvido e calibrado para a BAT no software CAbc que poderiam embasar estudos futuros, cita-se, em especial:

- ✓ a concepção de um processo completo de detecção de sub-bacias críticas, revisitando os resultados a cada subárea de drenagem incremental pela aplicação de novas tormentas de projetos associadas a valores de FRA específicos, sendo necessário acoplar o modelo matemático a um sistema computacional de alta desempenho para realização das simulações e armazenamento de dados de forma automatizada;
- ✓ a criação de um sistema de previsão de vazões em tempo real pela integração do mesmo às estimativas de precipitação efetiva do radar meteorológico, possibilitando, a cada novo evento pluviométrico, a programação de uma operação otimização das estruturas hidráulicas para utilização dos volumes de retenção para amortecimento no “ponto ótimo” das vazões previstas do modelo, visando atender à orientação do PDMAT-3 (DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC, 2014) de implantação de comportas principalmente nos reservatórios de controle de cheias que, atualmente, são dotados estruturas fixas com operação pré-determinada e, por isso, seu aproveitamento total fica restrito ao evento de projeto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMANI, A.; LEBEL, T. Relationship between point rainfall, average sampled rainfall and ground truth at the event scale in the Sahel. **Stochastic Hydrology and Hydraulics**, v. 12, p. 141-154, 1998.
- ASQUITH, W. H.; FAMIGLIETTI, J. S. Precipitation areal-reduction factor estimation using an annual-maxima centered approach. **Journal of Hydrology**, v. 230, p. 55-69, 2000.
- BACCHI, B.; RANZI, R. On the derivation of the areal reduction factor of storms. **Atmospheric Research**, v. 42, p. 123-135, 1996.
- BALL, J. E. The influence of storm temporal patterns on catchment response. **Journal of Hydrology**, v. 158, p. 285-303, 1994.
- BARBALHO, F. D. **Método para a determinação do fator de redução de área em bacias urbanas**. Goiânia. 2012.
- BARBALHO, F. D.; FORMIGA, K. T. M. Novo método para determinação do fator de redução de área aplicado em chuvas de projeto. **Ciência & Engenharia**, v. 22, n. 2, p. 83-93, 2013.
- BARBERO, G.; MOISELLO, U.; TODESCHINI, S. Evaluation of the Areal Reduction Factor in an Urban Area through Rainfall Records of Limies Length: A Case Study. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 19, n. 11, 2014.
- BARROS, M. T. L. et al. **Impacto hidrológico das precipitações observadas na região metropolitana de São Paulo nos dias 04 de fevereiro de 2004 e 29 de janeiro de 2004**. [S.l.].
- BEMFICA, D. C.; GOLDENFUM, J. A.; SILVEIRA, A. L. L. Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH**, p. Vol 5 nº 4, 5-16, 2000.
- BRANDÃO, J. L. B.; BARROS, M. T. L. **Determinação de áreas de inundação para uma bacia urbana**. São Paulo.
- CALVETI, L.; BENETI, C.; PEREIRA, A. J. F. **Integração do radar meteorológico doppler do Simepar e uma rede pluviométrica para a estimativa da precipitação**. in: Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Belo Horizonte. 2003.
- CAMPANA, N.; TUCCI, C. E. M. Estimativas de área impermeável de macrobacias urbanas. **Revista Brasileira de Engenharia**, v. 2, n. 12, 1994.
- CANHOLI, A. P. **Drenagem Urbana e Controle de Enchentes**. 1ª reimpressão. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.
- CDHU. **Mapeamento Digital na escala 1:5000 de área urbanizadas da RMSP**. São Paulo. 2007.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. **Applied hydrology**. Nova Iorque: McGraw-Hill Book Company, 1988.
- COSTA, H. B. **Hidrogeomorfologia e Sistemas de Informação Geográfica Integrados a um Modelo Hidrológico na Bacia do Córrego Poá, Taboão da Serra-SP**. São Paulo. 2011.
- CRUCIANI, D. E.; MACHADO, R. E.; SENTELHAS, P. C. Modelos da distribuição temporal de chuvas intensas em Piracicaba, SP. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 6, n. 1, p. 76-82, 2002.
- DAEE / CONSÓRCIO ENGECORPS-COBRAPE-MAUBERTEC. **Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - PDMAT-3**. São Paulo. 2014.
- DAEE. **Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - PDMAT-1**. Departamento de Águas e Energia Elétrica. São Paulo. 1999.

- DAEE. **Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas**. 1ª. ed. São Paulo: Departamento de Águas e Energia Elétrica, Secretaria de Estado de Energia, Recursos Hídricos e Saneamento, 2005.
- DAEE. **Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Alto Tietê - PDMAT-2**. Departamento de Águas e Energia Elétrica. São Paulo. 2009.
- DAEE. **Portaria DAEE nº 2.556**. São Paulo. 2011.
- DELTAES. **SOBEK - Hydrodynamics, Rainfall Runoff and Real Time Control - User Manual**. 2.14.001. ed. Delft: Deltaes, 2014.
- DNIT. **Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem**. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Rio de Janeiro. 2005.
- DURRANS, S. R.; JULIAN, L. T.; YEKTA, M. Estimation of Depth-Area Relationships using Radar-Rainfall Data. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 7, p. 356-367, 2002.
- EHRET, U. **Rainfall and flood nowcasting in small catchments using weather radar**. Stuttgart. 2002.
- EMAE. **Regras de Operação - Reservatório do Guarapiranga + Estruturas do Rio Tietê**. São Paulo. 2010.
- EPA. United States Environmental Agency. **Storm Water Management Model (SWMM)**, 2014. Disponível em: <<http://www.epa.gov/water-research/storm-water-management-model-swmm>>. Acesso em: 23 nov. 2014.
- FRANCISCHET, M. M.; FILHO, J. E. A. **Equação de intensidade-duração-frequência e distribuição temporal das chuvas intensas para o município de Uberlândia aplicadas na estimativa de vazões críticas geradas em lotes**. XIX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. 2012.
- GIRNIUS, L. S.; MARTINS, J. R. S. **Estimativa do fator de redução ponto-área para estudos de macrodrenagem na bacia do Alto Tietê**. São Paulo. 2014.
- GONÇALVES, F. M.; BARROS, M. T. L.; PALOS, J. C. **Utilização de radar meteorológico em hidrologia**. São Paulo. 2004.
- GOULART, J. P. Distribuição espacial de chuvas intensas na região de Pelotas, RS. **Revista Brasileira de Meteorologia**, v. 7, n. 1, p. 553-562, 1992.
- GRACIOSA, M. C. P. **Modelo de seguro para riscos hidrológicos com base em simulação hidráulico-hidrológica como ferramenta de gestão do risco de inundações**. São Carlos. 2009.
- GUO, J. C. Y.; HARGADIN, K. Conservative Design Rainfall Curve. **Journal of Hydrologic Engineering - ASCE**, v. Maio, p. 528-530, 2009.
- HEC. Hydrologic Engineering Center. **HEC-HMS**, 2014. Disponível em: <<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/>>. Acesso em: 20 nov. 2014.
- HERSHFIELD, D. M. **Rainfall Frequency Atlas of the United States**. Washington, DC, p. 115 p. 1961.
- HICKS, W. I. A method of computing urban runoff. **Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE)**, p. 1217-1253, 1944.
- HOGG, W. D. **Time distribution of short duration storm rainfall in Canada**. Canadian Hydrology Symposium: 80. Toronto: [s.n.]. 1980. p. 56-63.
- HOGG, W. D. Distribution of design rainfall with time: design considerations. **Paper presented at the American Geophysical Union Chapman on Rainfall Rates**, v. III, n. Urbana, p. 27-29, 1982.
- HUFF, F. A. Time distributon of rainfall in heavy storms. **Water Resources Research**, v. 3 (4), p. 1007-1019, 1967.

- HUFF, F. A. **Time Distribution of Heavy Rainstorms in Illinois**. Illinois, p. Circular 173. 1990.
- INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, A. **Australian rainfall and runoff flood design analysis**. Australia. 1977.
- JOLLY, J. P.; JOBIN, D. I.; LODEWYK, S. **Weather radar derived rainfall areal reduction factors**. Ottawa. 2008.
- KEIFER, C. J.; CHU, H. H. Synthetic storm pattern for drainage design. **ASCE Journal of Hydraulics**, p. Division 83, 1332:1-25, 1957.
- LECLERC, G.; SCHAAKE, J. C. **Derivation of Hydrologic Frequency Curves, Report No. 142**. Cambridge. 1972.
- LOUKAS, A.; QUICK, M. C. Spatial and temporal distribution of storm precipitation in southwestern British Columbia. **Journal of Hydrology**, v. 174, p. 37-56, 1996.
- MACEDO, F. L. et al. Modelagem da Produção de Sedimentos na Sub-Bacia Hidrográfica do Riacho Jacaré - SE. **RA'EGA - O Espaço Geográfico em Análise**, v. 24, p. 272-289, 2012.
- MAIDMENT, D. **Handbook of hydrology**. 1ª. ed. Estados Unidos: McGraw-Hill Education, 1993.
- MARTINEZ, J. R.; MAGNI, N. L. G. **Equações de Chuvas Intensas do Estado de São Paulo**. São Paulo. 1999.
- MARTINS, J. R. S. Software para Recursos Hídricos com Recursos de CAD. **Revista Águas e Energia Elétrica**, p. 73-82, 1998.
- MARTINS, J. R. S.; GIRNIUS, L. S.; PINTO, M. G. M. **Point to area rainfall relationships using radar data**. São Paulo. 2014.
- MATHERON, G. **The teory of regionalize variables and its aplications**. Fontainebleau: Ecole Mines. 1971.
- MCCARTHY, G. T. **The unit hydrograph and flood routing**. North Atlantic Division. 1938.
- MEDEIROS, O. B. Estudo da distribuição na área de chuvas intensas em bacias de médio porte. **Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil - Universidade Estadual de Campinas**, p. 187, 2002.
- MEDEIROS, V. S. Análise estatística de eventos críticos de precipitação relacionados a desastres naturais em diferentes regiões do Brasil. **Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo**, p. 205, 2013.
- MILLER, J. F.; FREDERICK, R. H.; TRACEY, R. J. **Precipitation-frequency atlas of the western United States, NOAA Atlas 2, Vol. 1-11**. Silver Spring, Md. 1973.
- MYERS, V. A.; ZEHR, R. M. **A methodology for point-to-area rainfall frequency ratios**. Office of Hydrology. Silver Spring, Md. 1980.
- NERC. **Flood studies report, vol. II, Meteorological studies**. Natural Environmental Research Council. Swindon. 1975.
- OMALAYO, A. S. On the transposition of areal reduction factors for rainfall frequency estimation. **Journal of Hydrology**, v. 145, p. 191-205, 1993.
- OSBORN, H. B.; LANE, L. J.; MYERS, V. A. Rainfall/watershed relationships for southwestern thunderstorms. **Trans. ASAE**, v. 91, p. 82-87, 1980.
- PEGRAM, G. G. S. **Spatial interpolation and mapping of rainfall**. Sinclair. 2002.

- PILGRIM, D. H. et al. Temporal patterns of rainfall bursts. In: _____ **Australian Rainfall Runoff - A guide to flood estimation**. Australia, Barton, A.C.T.: Institute of Engineers, 1987. p. Chapter 3.
- PILGRIM, D. H.; CORDERY, I. Rainfall temporal patterns for design floods. **Journal of Hydraulics Engineerins (ASCE)**, v. 101 (HY1), p. 81-95, 1975.
- PMBH. **Carta de Inundações**. Prefeitura Municipal de Belo Horizonte. Belo Horizonte. 2009.
- POLI-USP. **Qualidade da Água em Reservatórios de Controle de Cheias Urbanas - POLIDREN - Relatório Parcial**. Escola Politécnica. São Paulo.
- PORTO, R. L.; MARCELLINI, S. S. Generalização de curvas de distribuição temporal de tormentas de projeto. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos - RBRH**, 1993.
- PREDRAG, P.; SIMONOVIC, P. S. **Generation of Synthetice Design Storms for the Upper Thames River Basin CFCAS Project: Assessment of Water Resources Risk and Vulnerability to Changing Climatic Condition**. University os Western Ontario. Ontario. 2004.
- ROCHA FILHO, K.; CONDE, F.; ANDRIOLI, C. P. **Correção em tempo real da precipitação estimada por um radar meteorológico com uma rede de superfície**. XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Bento Gonçalves. 2013.
- ROCHE, M. **Hydrologie de surface**. Gauthier-Villars, Paris. 1963.
- RODRÍGUEZ-ITURBE, I.; MEJIA, J. M. On the transformation from point rainfall to areal rainfall. **Water Resources Research**, v. 10, n. 4, p. 729-735, 1974.
- SABESP. **Nota Técnica - Regra de operação das represas do Sistema Produtor Alto Tietê – SPAT**. São Paulo. 2010.
- SABESP. **Representação Gráfica do Sistema Cantareira**. São Paulo. 2014.
- SAISP. **Visualização KML SAISP**. São Paulo. 2015.
- SANTOS, E. C. X.; NAGHETTINI, M. Agregação do Coeficiente de Abatimento Espacial à Relação Intensidade-Duração-Frequência das Precipitações Sobre a Região Metropolitana de Belo Horizonte. **RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, n. 1, p. 189-199, 2003.
- SCS. **Urban hydrology for small watersheds**. Washington, DC. 1986.
- SENTELHAS, P. C. et al. Distribuição horária de chuvas intensas de curta duração: um subsídio ao dimensionamento de projetos de drenagem superficial. **Revista Brasileira de Meteorologia, Jaboticabal**, v. 13, n. 1, p. 45-52, 1998.
- SIVAPLAN, M.; BLOSCHL, G. Transformation of point rainfall to areal rainfall: Intensity-duration-frequency curves. **Journal of Hydrology**, v. 204, p. 150-167, 1998.
- SRIKANTHAN, R. A Review of the Methods for Estimating Areal Reduction Factors for Design Rainfall. **Australia: Cooperative Research Centre for Catchment Hydrology**, v. 36, p. ISBN 1 876006 01 3, 1995.
- THIESSEN, A. H. Precipitation averages for large areas. **Monthly Weather Review**, v. 39, p. 1082-1084, 1911.
- THOLIN, A. L.; KEIFER, C. J. The Hydrology of Runoff. **Transactions, American Society of Civil Engineers**, v. 125, p. 1308-1309, 1960.
- TIECHER, T. et al. **Análise do padrão de distribuição temporal das chuvas em Santa Maria**. XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Bento Gonçalves. 2013.

- TOMAZ, P. Método do SCS. In: TOMAZ, P. **Cap. 38 - Curso de Manejo de Águas Pluviais**. Guarulhos: Plínio Tomaz, 2013. p. 1800.
- TUCCI, E. M. C. **Hidrologia: ciência e aplicação**. Porto Alegre. 1993.
- TUCCI, E. M. C. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre. 2005.
- TUCCI, E. M. C.; PORTO, R. L.; BARROS, M. T. **Drenagem Urbana**. v. 5, 427p. ed. Porto Alegre: Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1995.
- USACE. **HMR52 - Probable Maximum Storm (Eastern United States) - User's Manual**. Davis, CA. 1984.
- USACE. **Hydrologic Modelling System HEC-HMS**. Davis, Califórnia. 2000.
- USWB. **Rainfall intensity-frequency regime, Part 1 - The Ohio Valley**. U. S. Dept. of Commerce. Washington, D. C. 1957.
- USWB. **Two- to ten-day precipitation for return periods of 2 to 100 years in the contiguous United States**. U. S. Dept. of Commerce. Wshington, D. C. 1964.
- VENEZIANO, D.; VILLANI, P. Best linear unbiased design hyetograph. **Water Resource Research**, v. 35 (9), p. 2725-2738, 1999.
- WATT, E.; MARSALEK, J. Critical review of the evolution of the design storm event concept. **NRC Research Press**, p. Can. J. Civ. Eng. 40: 105-113, 2013.
- WATT, W. E.; CHOW, K. C. A.; LATHEM, K. W. A 1-h urban design storm for Canada. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 13, p. 293-300, 1986.
- WEI, T. C.; MCGUINNESS, J. L. Reciprocal distance squared method: a comp0uter technique for estimation areal precipitation. **USDA-ARS-NC-8**, p. 1-23, 1973.
- WOOLHISER, D. A.; SCHWALEN, H. C. **Area-depht-frequency relations for thunderstorm rainfall in Southern Arizona, Technical Paper 527**. Tucson. 1960.
- WRIGHT, D. B.; SMITH, J. A.; BAECK, M. L. Critical Examination of Area Reduction Factors. **Journal of Hydrologic Engineering**, v. 19, p. 769-776, 2014.
- YEN, B. C.; CHOW, V. T. Design hyetographs for small drainage structures. **Journal of the hydraulics division, ASCE**, v. 106 (HY6), p. 1055-1076, 1980.
- ZEHR, R. M.; MYERS, V. A. **Depht-area ratios in the semi-arid - Southwest United States**. Silver Spring, Md. 1984.

APÊNDICE A – DADOS DOS RESERVATÓRIOS DE RETENÇÃO DA BAT

Pacaembu (Praça Charles Miller)
Código: s/n					
Curso d'água: Córrego Pacaembu					
Município: São Paulo					
Volume: 74.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.394.955 (N) e 330.011 (E)					
Cota do fundo do rio: 737,75 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	737,75	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	737,75	0,0
	740,37	22.671		739,75	1,8
	741,54	38.805		741,75	2,9
	742,44	51.964		743,25	6,6
	743,51	68.463		744,25	14,5
	744,00	74.000		744,75	20,5

Jabaquara (Washington Luiz)
Código: s/n					
Curso d'água: Córrego Água Espraiada					
Município: São Paulo					
Volume: 360.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.385.046 (N) e 330.073 (E)					
Cota do fundo do rio: 733 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	733,00	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	733,00	0,00
	734,20	5.659		735,00	7,16
	735,00	24.268		740,00	15,78
	736,00	54.486		742,00	25,82
	737,00	86.705		742,20	40,39
	738,00	131.096		742,50	80,89
	742,50	363.749		743,00	178,16

Pedreira São Mateus
Código: s/n					
Curso d'água: Rib. Guaratiba / Itaquera					
Município: São Paulo					
Volume: 1.500.000 m³					
Tipo: <i>off line</i>					
Esvaziamento: bombeamento					
Localização: 7.394.322 (N) e 355.110 (E)					
Cota do fundo do rio: 752,5 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	*cota do fundo = 714 m		Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada	*estrutura de desvio na Cota =754 m e L=35 m	
	714,0	0,0		754,0	0
	752,5	1.500.000		754,5	19,2
				755,0	54,3
				757,0	281,9

Metalúrgicos (Dersa)
Código: s/n					
Curso d'água: Córrego Carapicuíba					
Município: Carapicuíba					
Volume: 424.300 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.392.883 (N) e 314.466 (E)					
Cota do fundo do rio: 737,50 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	737,5	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada *orifício retangular (3x3m) na cota 737,5m *vertedor de superfície Cota =744 m e L=60 m	737,5	0,0
	744,0	424.300		739,5	13,0
				740,5	24,0
				741,5	25,0
				742,5	35,0
				744,0	46,0
				744,5	82,0
				745,5	148,0

Padroeira - Turíbio (Dersa)
Código: s/n																																				
Curso d'água: Córrego Carapicuíba																																				
Município: Carapicuíba																																				
Volume: 210.700 m³																																				
Tipo: <i>in line</i>																																				
Esvaziamento: gravidade			<table><tr><td rowspan="6">Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada</td><td>722,85</td><td>0</td><td rowspan="6">Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *orifício retangular (5,15x0,9m) na cota 722,85m *vertedor de superfície na cota =727,65 m e L=95 m</td><td>722,85</td><td>0,0</td></tr><tr><td>725,00</td><td>210.700</td><td>723,75</td><td>6,8</td></tr><tr><td></td><td></td><td>723,85</td><td>7,2</td></tr><tr><td></td><td></td><td>724,85</td><td>13,0</td></tr><tr><td></td><td></td><td>727,65</td><td>18,0</td></tr><tr><td></td><td></td><td>727,85</td><td>31,0</td></tr><tr><td></td><td></td><td></td><td>728,35</td><td>105,</td></tr></table>			Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	722,85	0	Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *orifício retangular (5,15x0,9m) na cota 722,85m *vertedor de superfície na cota =727,65 m e L=95 m	722,85	0,0	725,00	210.700	723,75	6,8			723,85	7,2			724,85	13,0			727,65	18,0			727,85	31,0				728,35	105,
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	722,85	0					Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *orifício retangular (5,15x0,9m) na cota 722,85m *vertedor de superfície na cota =727,65 m e L=95 m	722,85		0,0																										
	725,00	210.700						723,75		6,8																										
								723,85		7,2																										
								724,85		13,0																										
								727,65		18,0																										
			727,85	31,0																																
			728,35	105,																																
Localização: 7.395.016 (N) e 314.165 (E)																																				
Cota do fundo do rio: 722,85 m																																				
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	722,85	0	Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *orifício retangular (5,15x0,9m) na cota 722,85m *vertedor de superfície na cota =727,65 m e L=95 m	722,85	0,0																															
	725,00	210.700		723,75	6,8																															
				723,85	7,2																															
				724,85	13,0																															
				727,65	18,0																															
				727,85	31,0																															
			728,35	105,																																

Jd. Sônia Maria
Código: RO-1					
Curso d'água: Córrego Oratório					
Município: Mauá					
Volume: 93.448 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.386.183 (N) e 349.355 (E)					
Cota do fundo do rio: 771 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	771,0	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	771,0	0,0
	773,0	17.864		773,0	10,0
	774,0	35.923		776,0	20,0
	776,0	73.274		778,0	40,0
	777,0	93.448			

Oratório (SEMASA/Petrobrás)
Código: RO-4					
Curso d'água: Córrego Oratório					
Município: Santo André					
Volume: 240.000 m³ (superior e inferior)					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.386.560 (N) e 346.069 (E)					
Cota do fundo do rio: 746,5 m (inferior)					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	746,5	0	Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *orifício ret. (5x1m) na cota 749m / *vertedor de sup. H =755.6 m e L=32 m	746,5	0,0
	751,3	65.336		748,0	15,0
	754,5	184.384		756,0	20,0
	756,0	259.573		758,0	100,0
	758,0	314.552			

Petrobrás
Código: RT-3								
Curso d'água: Rio Tamanduateí								
Município: Mauá								
Volume: 800.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.383.155 (N) e 349.852 (E)								
Cota do fundo do rio: 752 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	744,75	0	Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *vertedor lateral H =753,8 m e L=65 m	753,8	0,0	Curva Cota (m) x Descarga da Soleira Adotada (m³/s)	752,0	0,0
	746,00	23.348		754,3	24,4		753,0	1,6
	748,00	94.164		754,8	68,9		754,0	22,3
	750,00	201.352		755,3	126,6		755,0	58,8
	751,00	266.718		755,8	194,9		756,0	105,6
	753,00	422.342		756,3	272,4		757,0	160,8
	757,00	802.573		757,0	394,4			

Corumbé
Código: RT-3a								
Curso d'água: Córrego Corumbé								
Município: Mauá								
Volume: 105.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.383.448 (N) e 352.182 (E)								
Cota do fundo do rio: 767,8 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	758,74	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada *vertedor lateral H =768,9 m e L=14,8 m	768,9	0,0	Curva Cota (m) x Descarga da Soleira Adotada (m³/s)	767,80	0,0
	760,74	12.492		769,4	8,1		768,75	2,0
	762,74	27.465		769,9	22,9		769,75	5,0
	764,74	44.918		770,4	42,1		770,75	16,7
	766,74	64.851		770,9	64,9		771,75	30,6
	768,74	87.265		771,4	90,7		772,75	47,1
	769,74	99.402					773,75	65,9
	770,74	112.159						

Paço Municipal (Mauá)
Código: RT-1a					
Curso d'água: Ribeirão Pedra Branca					
Município: Mauá					
Volume: 136.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.381.868 (N) e 350.355 (E)					
Cota do fundo do rio: 756 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	756,0	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	756,00	0,0
	757,0	23.000		757,00	5,0
	758,0	46.000		758,00	12,8
	759,0	69.000		759,00	22,4
	760,0	92.000		760,00	35,2
	760,5	115.000		760,50	48,0
	760,7	136.000		760,70	55,0

DERSA Rodoanel (B1, B2 e B3)
Código: RT-11, RT-12, RT-13					
Curso d'água: Ribeirão Pedra Branca					
Município: Mauá					
Volume: 79.800 m³ (22.000 m³-RT-11, 28.000 m³-RT-12 e 29.800 m³-RT-13)					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.378.877 (N) e 349.650 (E)					
Cota do fundo do rio: 778 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	778	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada	778	0
	781	79.800		781	15

Vila Rosa
Código: RC-1								
Curso d'água: Ribeirão dos Couros								
Município: São Bernardo do Campo								
Volume: 113.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.378.020 (N) e 338.000 (E)								
Cota do fundo do rio: 755 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	753	4.100	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada *vertedor lateral H =758,4 m e L=45 m	758,4	0,0	Curva Cota (m) x Descarga da Soleira Adotada (m³/s)	757	0,0
	755	31.200		758,8	12,1		758	7,0
	757	61.720		759,2	34,1		759	26,0
	759	95.480		759,6	62,7		760	50,0
	760	113.450		760,0	96,5			

Piraporinha (Casa Grande)								
Código: RC-2								
Curso d'água: Ribeirão dos Couros								
Município: Diadema								
Volume: 85.900 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.378.602 (N) e 338.202 (E)								
Cota do fundo do rio: 753 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	746	0,0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s)	755,0	0	Curva Cota (m) x Descarga da Soleira (m³/s)	754,2	0
	748	6.272		755,53	0,12		754,5	1,0
	750	14.803		755,76	3,88		755,0	5,5
	752	26.476		755,91	8,78		755,5	12,5
	754	47.757		756,00	12,43		756,0	21,5
	756	73.197		756,13	18,01		756,5	31,0
	757	85.917		756,63	42,00		757,0	40,0

Mercedes Paulicéia								
Código: RC-2a								
Curso d'água: Ribeirão dos Couros								
Município: São Bernardo do Campo								
Volume: 305.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.381.451 (N) e 339.050 (E)								
Cota do fundo do rio: 741,5 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	736,5	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor Adotada (m³/s) *vertedor lat. (H = 742,5m e L=45m)	742,5	0,0	Curva Cota (m) x Descarga do Rio Adotada (m³/s) *soleira de controle (H=741,5m e L=6,9m)	741,5	0,0
	737,0	6.814		743,0	16,9		742,0	3,6
	739,0	66.706		743,5	47,7		742,5	10,1
	741,0	141.313		744,0	87,6		743,0	18,5
	743,0	233.220		744,5	134,9		743,5	28,5
	744,5	311.553					744,0	39,8
							744,5	52,4

Mercedes Benz (Diadema)								
Código: RC-3								
Curso d'água: Ribeirão dos Couros								
Município: Diadema								
Volume: 140.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.379.518 (N) e 338.697 (E)								
Cota do fundo do rio: 748,5 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	742,00	0.0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada *vertedor lat. (H = 749m e L=35m)	749,0	0,0	Curva Cota (m) x Descarga do Rio Adotada (m³/s) *soleira de controle (H=748,5m e L=10m)	748,5	0,0
	753,18	140.000		749,5	13,1		749,0	6,5
				750,0	37,1		749,5	19,5
				750,5	68,2		750,0	36,4
				751,0	104,9		750,7	64,3

Ford Taboão								
Código: RC-9								
Curso d'água: Ribeirão dos Couros								
Município: São Bernardo do Campo								
Volume: 345.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.383.583 (N) e 338.272 (E)								
Cota do fundo do rio: 736 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	731,5	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	740,5	0,0	Curva Cota (m) x Descarga da Soleira (m³/s)	738,3	0,0
	733,0	37.000		741,0	27,4		738,5	1,4
	735,0	83.000		741,5	77,5		739,0	9,1
	737,0	143.900		742,0	142,4		739,5	20,4
	735,0	83.000					740,0	34,4
	739,0	215.000					741,0	68,8
	737,0	143.900					741,5	88,7
	742,0	345.000					742,0	110,3
			*vertedor lateral (H=740,5m e L=50m)			*soleira de controle (H = 738,3m e L=10m)

Ecovias - Imigrantes								
Código: RC-6								
Curso d'água: Ribeirão Capela								
Município: Diadema								
Volume: 120.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.379.784 (N) e 336.261 (E)								
Cota do fundo do rio: 762,4 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	754,0	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	763,50	0,0	Curva Cota (m) x Descarga da Soleira (m³/s) Adotada	762,5	0
	755,0	4.000		763,63	2,9		762,7	1,1
	755,5	10.000		763,73	6,8		762,9	3,3
	756,0	15.000		763,83	11,8		763,1	6,2
	758,0	40.000		763,93	17,5		763,3	9,6
	760,3	80.000		764,03	23,9		763,5	13,5
	762,8	100.000		764,13	31,0		763,7	17,6
	764,4	120.000		764,23	38,7		763,9	21,9
			*vertedor lat. (H = 763,5m e L=40m)			*soleira de controle (H = 762,5m e L=5m)

Cerâmica São Caetano
Código: RM-11					
Curso d'água: Ribeirão dos Meninos					
Município: São Caetano do Sul					
Volume: 235.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.387.404 (N) e 338.667 (E)					
Cota do fundo do rio: 733 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	733	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada	733,0	0,0
	736	235.000		733,5	7,2
				734,0	19,3
				735,0	51,5
				736,0	91,7
				736,5	114,1

Faculdade de Medicina ABC
Código: RM-9								
Curso d'água: Ribeirão dos Meninos								
Município: Santo André								
Volume: 120.000 m³								
Tipo: off line								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.382.067 (N) e 341.545 (E)								
Cota do fundo do rio: 748 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	742	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor Adotada (m³/s) *vertedor lat. (H = 750m e L=45m)	750,0	0,0	Curva Cota (m) x Descarga da Soleira (m³/s) Adotada *canal (H=748 m e L=12,5m)	748,0	0,0
	751	120.000		750,5	16,9		748,5	4,6
				751,0	47,7		749,0	13,8
				751,5	87,6		749,5	25,9
				752,0	134,9		750,0	40,1
				752,5	188,6		751,0	73,1
							752,0	110,3

FORD FÁBRICA
Código: RC-4a					
Curso d'água: Córrego Taboão					
Município: São Bernardo do Campo					
Volume: 70.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.382.641 (N) e 338.052 (E)					
Cota do fundo do rio: 739,5 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	739,5	0	Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s)	739,5	0,0
	745,0	70.000		740,5	7,8
				741,5	21,9
				742,5	27,5
				743,5	38,8
				745,0	51,4
				746,0	96,2

Córrego Taboão (Diadema)
Código: RC-5								
Curso d'água: Córrego Taboão								
Município: Diadema								
Volume: 100.568 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento / gravidade (comporta)								
Localização: 7.381.581 (N) e 336.028 (E)								
Cota do fundo do rio: 751m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	748,0	0	Curva Cota (m) x Descarga Vertedor Adotada (m³/s) *vertedor lat. (H = 753,4m e L=18m)	753,40	0,0	Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *estreitamento *canal (H=751 m e L=7 a 4m)	751,0	0,0
	750,0	23.904		753,80	5,6		752,0	4,2
	752,5	64.294		754,20	15,8		753,0	12,0
	754,0	91.372		754,60	29,1		754,0	22,0
	754,5	100.568		755,00	44,8		755,0	33,9
				755,15	51,0		755,15	36,0

Volks Demarchi
Código: RM-2 e RM-3									
Curso d'água: Ribeirão dos Meninos									
Município: São Bernardo do Campo									
Volume: 220.500 m³									
Tipo: <i>off line</i>									
Esvaziamento: bombeamento									
Localização: 7.374.669 (N) e 341.832 (E)									
Cota do fundo do rio: 764,45m									
Curva Cota (m) x Volume (m³)	764,65	0	Curva Cota (m) x Descarga do Adotada Vertedor (m³/s)	765,65	0,0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) *canal (H=764,45 m e L=4m)	764,45	0,0	
	765,65	500		766,00	14,0		764,75	1,3	
	766,00	154.573		766,25	31,4		765,00	3,5	
	766,90	171.683		766,50	52,9		765,25	5,2	
	767,00	173.584		766,75	77,9		765,50	9,0	
	770,00	220.500		767,00	105,9		765,70	12,0	
				767,25	136,6		766,50	22,5	
				767,50	169,8		767,20	35,0	
				767,75	205,4		768,00	40,0	
				768,00	243,2				
			*vertedor lat. (H=765,65m e L=45m)						

Chrysler
Código: RM-4									
Curso d'água: Córrego Chrysler									
Município: São Bernardo do Campo									
Volume: 200.000 m³									
Tipo: <i>off line</i>									
Esvaziamento: bombeamento									
Localização: 7.374.547 (N) e 342.773 (E)									
Cota do fundo do rio: 766,9m									
Curva Cota (m) x Volume (m³)	761,00	0	Curva Cota (m) x Descarga do Adotada Vertedor (m³/s)	768,50	0,0	Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s) *orifício (H=766,9 m e A=1,8 X 1,2 m) / *soleira (H=770,5m e L=4m)	766,90	0,0	
	762,00	5.000		769,00	12,0		767,40	2,0	
	763,00	10.000		769,50	34,0		767,90	2,5	
	764,00	30.000		770,00	62,5		768,10	2,6	
	765,00	50.000		770,50	96,2		768,50	4,4	
	767,00	100.000		771,00	134,4		769,00	6,0	
	768,70	150.000					769,50	7,3	
	770,20	200.000					770,00	8,3	
							770,50	9,3	
							771,00	12,3	
				*vertedor lat. (H =768,5 e L=20m)					

Praça Bombeiros
Código: RM-6								
Curso d'água: Córrego Rotary								
Município: São Bernardo do Campo								
Volume: 34.000 m³								
Tipo: off line								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.375.764 (N) e 343.163 (E)								
Cota do fundo do rio: 770,22 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	764,62	0,00	Curva Cota (m) x Descarga do Adotada Vertedor (m³/s)	*vertedor lat. (H=771,75 e L=30m)		Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s)	*vão (H=770,22 m e A=0,8 X 0,78 m) *soleira (H=771m e L=4,5m)	
	765,57	762,48		771,75	0		770,22	0,0
	766,05	1.918,5		771,76	5		771,00	2,0
	766,52	3.629,1		771,96	10		771,50	4,5
	767,00	5.750,9		772,10	13		772,00	7,0
	767,95	10.290,4		772,11	15		772,50	12,8
	768,90	14.829,8		772,20	20		773,00	19,7
	769,85	19.369,2		772,34	27			
	770,80	23.908,7		772,50	44			
	771,75	28.448,1						
	773,00	34.000,0						

Capitão Casa (Casagrande)
Código: RM-5					
Curso d'água: Córrego Casagrande					
Município: São Bernardo do Campo					
Volume: 235.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.375.556 (N) e 341.528 (E)					
Cota do fundo do rio: 763,23 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	763,23	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada	763,23	0,0
	769,43	235.000		764,23	4,3
				765,23	6,1
				766,23	7,5
				767,23	8,6
				768,17	9,6
				768,67	26,5
				769,17	57,0
				769,43	76,5
			*2 tubos (D=1m e H=763,23m)		
			*vert. sup. (L=30m e H=768,17m)		

Canarinho
Código: RM-7											
Curso d'água: Córrego Saracantan											
Município: São Bernardo do Campo											
Volume: 96.000 m³											
Tipo: <i>off line</i>											
Esvaziamento: bombeamento											
Localização: 7.377.296 (N) e 343.901 (E)											
Cota do fundo do rio: 765,3m											
Curva Cota (m) x Volume (m³)	758	0	Curva Cota (m) x Descarga do Adotada Vertedor (m³/s)	*vertedor lat. inclinado (H=766,8 a 768,8 e L=72,5m)		Curva Cota (m) x Descarga Adotada Soleira (m³/s)	*vão (H=765,3 m e L=0,5m) *soleira (H=766,1m e L=5,5m) *parede (H=768,0 e L=7m)				
	759	9.123		766,8	0,0		765,3	0			
	760	18.454		767,3	5,1		766,1	0,6			
	761	27.992		767,8	27,5		768,0	22,3			
	762	37.738		768,3	74,7		768,4	37,8			
	763	47.692		768,8	158,9		768,8	48,1			
	764	57.854									
	765	68.223									
	766	78.800									
	767	89.580									
	768	96.000									

Paço Municipal (SBC)
Código: RM-8								
Curso d'água: Córrego Saracantan + remanso Meninos								
Município: São Bernardo do Campo								
Volume: 112.763 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.378.478 (N) e 341.996 (E)								
Cota do fundo do rio: 751,44m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	747,25	0	Curva Cota (m) x Descarga do Adotada Vertedor (m³/s)	*canal coletor (H=753,1m, L=30m e Qmax=33,7m³/s)		Curva Cota (m) x Descarga Adotada Canal (m³/s)	751,44	0
	748,00	8.402					752,04	13
	749,00	20.554					753,64	56
	750,50	40.771		753,1	0		756,04	100
	752,00	64.763		753,6	33,7		758,84	125
	753,00	80.763		758,8	34,0			
	754,00	96.763						
	755,00	112.763						

Campestre
Código: IP-4								
Curso d'água: Córrego Ipiranga								
Município: Mogi das Cruzes								
Volume: 90.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.396.730 (N) e 378.013 (E)								
Cota do fundo do rio: 743m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	738,0	0	Curva Cota (m) x Descarga do Adotada Vertedor (m³/s)	*vertedor lateral (H=743,8m e L=28m)		Curva Cota (m) x Descarga Adotada (m³/s)	*soleira (H=743,6 e L=7m) *canal (H=743 e L=1m)	
	741,6	56.160		743,8	0,0		743,0	0,0
	744,6	90.000		744,0	2,5		743,6	5,0
				744,2	7,2		744,0	5,5
				744,4	13,2		744,5	15,0
				744,6	20,3		745,0	27,5
				744,8	28,4			
				745,0	37,4			

Aricanduva I
Código: RAR-1					
Curso d'água: Rio Aricanduva					
Município: São Paulo					
Volume: 200.000 m³ para Hmáx. dimensionamento					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.389.881 (N) e 355.480 (E)					
Cota do fundo do rio: 788,5 m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	788,5	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	788,5	0,0
	789,5	3.000		789,5	0,4
	790,5	15.000		790,5	2,4
	791,5	48.240		791,5	2,7
	792,5	116.055		792,5	3,1
	793,5	177.000		793,5	3,7
	794,5	238.000		794,5	4,0
	795,5	300.000		795,5	30
	796,5	350.000		796,5	40
	797,5	400.000		797,5	50

Aricanduva II
Código: RAR-2					
Curso d'água: Rio Aricanduva					
Município: São Paulo					
Volume: 150.000 m³ para Hmáx. dimensionamento					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.390.004 (N) e 351.937 (E)					
Cota do fundo do rio: 759m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	759	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	759	0
	761	8.000		761	5,3
	762	28.313		762	7,5
	763	64.938		763	9,0
	764	124.370		764	16,0
	765	206.600		765	48,0
	766	300.000		766	150,0
	767	400.000		767	170,0
	768	500.000		768	190,0

Aricanduva III
Código: RAR-3					
Curso d'água: Rio Aricanduva					
Município: São Paulo					
Volume: 340.843 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.389.842 (N) e 350.533 (E)					
Cota do fundo do rio: 752m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	752,0	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	752,0	0
	755,5	134.041		754,0	22
	756,5	211.642		754,5	35
	757,5	296.297		755,0	38
	758,0	340.843		756,5	55
				756,8	68
				757,0	78
				757,5	120
				758,0	150

Aricanduva V								
Código: RAR-5								
Curso d'água: Rio Aricanduva								
Município: São Paulo								
Volume: 184.740 m ³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.393.444 (N) e 345.987 (E)								
Cota do fundo do rio: 732,4m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	727,3	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s)	734,1	0	Curva Cota (m) x Descarga Soleira (m³/s)	732,4	0,0
	728,0	8.000		734,6	20		732,5	0,7
	730,0	40.000		734,8	30		733,0	4,6
	732,0	80.000		735,0	40		733,5	9,0
	734,0	120.000		735,4	60		734,0	15,5
	736,0	157.000		735,6	80		734,5	23,8
	737,5	184.740		735,7	95		734,9	30,0
				736,0	200		736,0	55,0

Caguaçu
Código: RCA-1					
Curso d'água: Córrego Caguaçu					
Município: São Paulo					
Volume: 323.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.388.703 (N) e 351.337 (E)					
Cota do fundo do rio: 759m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	759,00	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada *orifício: H=758,42m, h=1,3m e B=1,7m *vertedor: H=763,65 e L=30m	758,42	0,0
	764,15	323.000		759,42	6,1
				760,42	8,6
				761,42	10,5
				762,42	12,1
				763,65	13,9
				764,15	31,0
				764,65	61,6

Inhumas
Código: RIN-1								
Curso d'água: Córrego Inhumas								
Município: São Paulo								
Volume: 100.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.391.233 (N) e 346.633 (E)								
Cota do fundo do rio: 744m								
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	736,60	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vert. lateral: H=744,66m e L=27,5m		Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada	*canal: H=744m e L=4m	
	745,16	100.000		744,66	0,0		744,0	0,0
				744,86	3,8		744,2	0,5
				745,06	10,8		744,4	1,4
				745,26	19,8		744,6	2,6
				745,46	30,5		744,8	4,0
				745,66	42,6		745,0	5,6
							745,2	7,2
							745,4	9,0
							745,6	10,8

Limoeiro
Código: RLI-1					
Curso d'água: Córrego Limoeiro					
Município: São Paulo					
Volume: 300.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.389.477 (N) e 353.934 (E)					
Cota do fundo do rio: 744,8m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	775,85	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada *orifício: H=775,85m, h=1,2m e B=2,1m *vertedor: H=780,75 e L=25m	775,85	0,0
	781,25	300.000		776,85	6,9
				777,85	9,8
				778,85	12,0
				779,85	13,8
				780,75	13,9
				781,25	27,8
				781,75	53,5

Rincão
Código: RRI-1												
Curso d'água: Córrego Rincão												
Município: São Paulo												
Volume: 304.000 m³												
Tipo: <i>off line</i>												
Esvaziamento: bombeamento												
Localização: 7.396.788 (N) e 343.034 (E)												
Cota do fundo do rio: 735,21m												
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	730,0	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*2 vertedores laterais: H=736,9m e L=46,6m H=736,6m e L=28,9m		Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Controle Adotada	*canal: H=735,21m e L=5m; *muro: H=736,82m e L=7m; *vert.: H=739,37 e L=20m					
	736,6	304.000					735,21	0,0				

Bananal
Código: não definido						
Curso d'água: Córrego Bananal						
Município: São Paulo						
Volume: 160.000 m³						
Tipo: <i>in line</i>						
Esvaziamento: gravidade						
Localização: 7.405.829 (N) e 328.312 (E)						
Cota do fundo do rio: 746,39m						
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	746,39	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada *orifício pirâmide: H=746,39m, B1=2,95m, B2=0,95m e B3=0,45m a cada metro; *vertedor: H=750,87 e L=3,91m	746,39		0,0
	750,87	160.000		747,39		8,1
				748,39		15,1
				749,39		20,7
				750,87		25,3
				751,37		28,8
				751,87		34,0

Guaraú (Cabuçu)
Código: não definido							
Curso d'água: Rio Cabuçu de Baixo							
Município: São Paulo							
Volume: 240.000							
Tipo: <i>in line (Guaraú) / off line (Cabuçu)</i>							
Esvaziamento: gravidade							
Localização: 7.404.123 (N) e 329.441 (E)							
Cota do fundo do rio: 735m			<div>Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada Q_{limite} galeria = 40m³/s</div>				
<div>Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada</div>	735,00	0				*curva-chave do SAISP	
	737,30	1				735,00	0,00
	740,37	240.000				735,26	0,59
						735,49	3,85
						735,50	3,66
						735,59	5,67
						735,92	11,96
						736,10	15,77
						736,25	19,15
						736,31	20,49
						736,49	24,76
						736,75	30,96
						737,02	37,85
						737,04	38,56
		740,37	40,00				

Rio das Pedras
Código: não definido								
Curso d'água: Córrego Rio das Pedras								
Município: São Paulo								
Volume: 25.000 m³								
Tipo: off line								
Esvaziamento: bombeamento / gravidade								
Localização: 7.403.094 (N) e 327.914 (E)								
Cota do fundo do rio: 740,3m								
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	740,3	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vertedores laterais: H=741,3 e L=2,5m		Curva Cota (m) x Descarga Canal (m³/s) Adotada	*canal: H=740,3m e L=2,5m	
	745,3	25.000		741,3	0,0		740,3	0,0
				742,3	3,9		741,3	4,4
				743,3	11,0		742,3	10,9
				744,3	20,1		743,3	18,0
				745,3	31,0		744,3	25,2
							745,3	32,6

Bonança
Código: RVBo-1					
Curso d'água: Córrego Bonança					
Município: Osasco					
Volume: 62.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.400.925 (N) e 316.889 (E)					
Cota do fundo do rio: 742,5m					
Curva Cota (m) x Volume (m³)	742,5	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s)	742,5	0,0
	745,5	62.000		743,5	1
				744,5	1,7
				745,7	2,2
				746,0	12,9

Rochedale
Código: RVBa-1					
Curso d'água: Córrego Baronesa com Braço Morto					
Município: Osasco					
Volume: 25.000 m³					
Tipo: <i>in line</i>					
Esvaziamento: gravidade					
Localização: 7.399.408 (N) e 317.910 (E)					
Cota do fundo do rio: 716,9m					
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	716,9	0	Curva Cota (m) x Descarga (m³/s) Adotada *seção controle: H=716,9m e B=5m *soleira extravasora: H=720,5 e B=10m	716,90	0
	720,5	25.000		717,55	5
				718,00	9
				719,00	20
				720,00	35
				720,70	50
				721,05	59

Anhanguera
Código: RVVe-2								
Curso d'água: Ribeirão Vermelho								
Município: São Paulo								
Volume: 145.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento / gravidade								
Localização: 7.400.853 (N) e 320.738 (E)								
Cota do fundo do rio: 729,6m								
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	723,0	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vertedor lateral: H=732,4 e L=30m		Curva Cota (m) x Descarga Canal (m³/s) Adotada	*canal: H=729,6m, L=6m e h=4m	
	733,6	145.000		729,6	0,0		732,4	0,0
				730,6	10,0		732,8	11,8
				731,6	27,4		733,2	33,3
				732,6	47,7		733,6	61,1
				733,6	69,5			

Portuguesinha
Código: RPO-2								
Curso d'água: Córrego Poá								
Município: Taboão da Serra								
Volume: 120.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento / gravidade								
Localização: 7.387.094 (N) e 317.090 (E)								
Cota do fundo do rio: 753 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	744,00	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vertedor lateral		Curva Cota (m) x Descarga Adufa (m³/s) Adotada	*adufa + canal	
	747,00	30.000		753,0	0,0		753,0	0,0
	748,80	60.000		753,2	0,0		753,2	2,0
	750,20	90.000		753,3	2,0		753,3	8,0
	752,00	120.000		754,1	14,5		754,1	13,5
				754,6	21,0		754,6	17,0
				754,9	27,0		754,9	18,0
				755,0	30,5		755,0	18,5

Nova República
Código: RPI-2								
Curso d'água: Córrego Pirajuçara								
Município: Embu das Artes								
Volume: 107.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento / gravidade								
Localização: 7.383.472 (N) e 317.104 (E)								
Cota do fundo do rio: 750,0 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	744	0,0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vertedores laterais (afluente + pirajuçara)		Curva Cota (m) x Descarga Soleira (m³/s) Adotada	*soleira (afluente + pirajuçara)	
	746	18.736,6		751,8	0,0		750,0	0
	747	28.301,8		752,0	8,8		751,0	4,4
	748	39.673,2		752,2	24,9		751,5	16,4
	749	50.611,6		752,4	45,7		752,0	36,9
	750	63.268,8		752,6	70,4		752,5	62,5
	751	76.811,9		752,8	98,3		753,0	91,5
	752	91.324,1		753,0	129,2			
	753	107.000						

Jardim Maria Sampaio (CPTM)
Código: RPI-2a								
Curso d'água: Córrego Pirajuçara								
Município: São Paulo								
Volume: 122.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.384.282 (N) e 317.615 (E)								
Cota do fundo do rio: 745,3 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	735,8	0,0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vertedor lateral: H=747,1e L=47,22m		Curva Cota (m) x Descarga Soleira (m³/s)	*canal: H=745,3m, L=16m *soleira: H=746,15m e L=1m	
	737,8	11.520,6						
	739,8	26.978,2		747,1	0,0		746,151	1,7
	741,8	44.457,3		747,3	6,5		746,451	7,0
	743,8	65.308,9		747,5	18,5		746,901	21,3
	745,8	90.273,7		747,7	34,0		747,351	40,6
	748,0	121.833,0		747,9	52,4		747,951	63,0
				748,0	62,5		748,101	70,5

Parque Pinheiros
Código: RPI-4								
Curso d'água: Córrego Joaquim Cachoeira								
Município: Taboão da Serra								
Volume: 110.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.385.259 (N) e 318.244 (E)								
Cota do fundo do rio: 744 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	739,00	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s)	*vertedor lateral: H=747,25e L=25m		Curva Cota (m) x Descarga Soleira (m³/s)	*soleira: H=745m e L=5m	
	739,18	1.527,0					745,00	0,0
	741,93	27.615,8		747,25	0,0		745,50	2,5
	744,20	54.533,8		747,36	1,1		746,00	7,5
	747,04	94.908,5		747,62	9,9		746,50	14,0
	748,00	110.000,0		747,75	16,8		747,00	21,5
				747,89	26,0		747,36	27,9
				748,10	32,8		747,62	33,6
				748,69	40,0		747,75	36,5
				749,00	57,0		747,89	39,8
							748,10	44,8
							748,69	59,3
							749,00	74,2

Sharp
Código: RPI-6								
Curso d'água: Córrego Pirajuçara								
Município: São Paulo								
Volume: 500.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: bombeamento								
Localização: 7.387.373 (N) e 320.674 (E)								
Cota do fundo do rio: 734 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³) Adotada	724,0	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vertedor lateral: H=736,5e L=77m		Curva Cota (m) x Descarga Canal (m³/s) Adotada	*canal: H=734m, L=15m, n=0,026 e s=0,002	
	737,5	500.000		736,5	0,0		734	0,0
				737,0	42,2		735	23,7
				737,5	119,4		736	70,0
				738,0	219,3		737	128,7
							738	195,6

Cedrolândia (Eliseu de Almeida)
Código: RPI-7								
Curso d'água: Córrego Pirajuçara								
Município: São Paulo								
Volume: 86.000 m³								
Tipo: <i>off line</i>								
Esvaziamento: gravidade / bombeamento								
Localização: 7.388.240 (N) e 321.401 (E)								
Cota do fundo do rio: 730,2 m								
Curva Cota (m) x Volume (m³)	722,8	0	Curva Cota (m) x Descarga do Vertedor (m³/s) Adotada	*vertedor lateral: H=734,5 e L=18,5m		Curva Cota (m) x Descarga Canal (m³/s)	730,2	0,0
	728,0	14.938		734,5	0		731,2	8,5
	730,0	30.721		734,6	3		732,0	15,1
	731,0	40.376		735,1	12		733,0	20,1
	732,0	51.553		735,4	20		734,0	24,1
	733,0	62.730		735,6	32		734,5	28,5
	734,0	73.908		736,1	58		735,5	57,9
	735,1	86.000					736,5	104,1