

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS

IMPACTO DAS INCERTEZAS NO CUSTO DE UMA REDE DE
MACRODRENAGEM

DANIEL G. ALLASIA P.

Dissertação submetida ao programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia

Orientador: Adolfo O. N. Villanueva

Banca Examinadora

Prof. Dr. Carlos E. M. Tucci

Prof. Dr. Robin T Clarke

Prof. Dr. Marcio B. Baptista

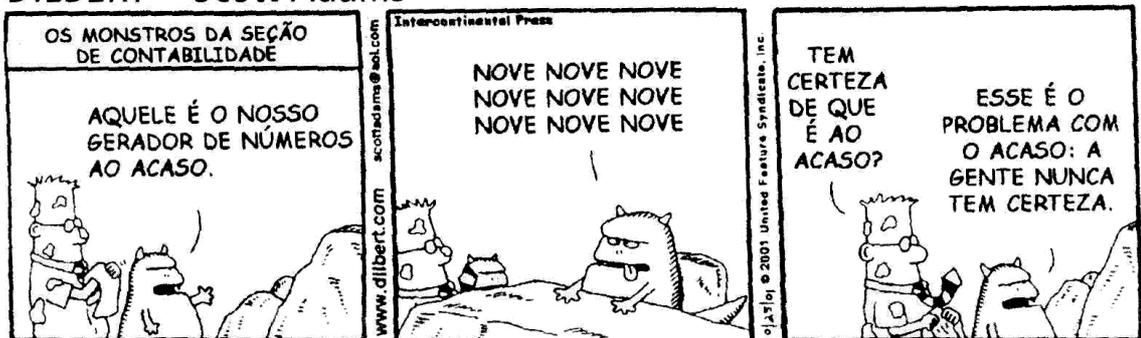
IPH/UFRGS

IPH/UFRGS

UFMG

Porto Alegre, Julho de 2002.

DILBERT – Scott Adams



Agradecimentos

Este trabalho foi possível devido ao apoio de muita gente, da qual posso incorrer no pecado de não mencionar, mais nunca esquecer.

- A minha família, que sempre nas horas difíceis esteve do meu lado, me dando forças, conselhos e muito carinho.

- Ao povo Brasileiro que me acolheu como um dos seus filhos, dando-me a possibilidade de estudar em forma gratuita num centro de pesquisa de renome mundial como é o Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Isto é admirável num país de tantas carências econômicas como o nosso Brasil, mais possível devido à hospitalidade do seu povo.

- A meu orientador Adolfo Villanueva, que nas discussões acaloradas, nas sugestões, no próprio interesse e entusiasmo, e até no envolvimento pessoal contribuíra para a finalização deste estudo. Mas agradeço principalmente por me ensinar que simular não significa lidar com números e sim com água, pessoas, sofrimento ou felicidade. Ensinou-me que é difícil explicar risco aceitável a aquele que tem a água na cintura.

- A Rutinéia que sempre foi a companhia e apoio em todas as horas, principalmente em aquelas que as forças e vontade diminuía. Sempre mostrando com o exemplo, o caminho a ser trilhado. Sem esquecer a sua família que considero a minha.

- Ao Jorge Pilar, que me deu o empurrão inicial, contribuindo até com seu próprio dinheiro para me ajudar neste largo aprendizado da vida que alguns chamam de mestrado.

- Aos novos amigos e irmãos conquistados: Paulo Ribeiro, James L. Berto, Sávio Freire, Wellington, Rodriguinho Dantas, pelas intermináveis horas de discussão e relaxamento. Junto com eles aprendi que só os fortes sobrevivem!.

- Ao Walter Colischonn que contribuiu com sugestões e com interessantes discussões, do trabalho e nem tanto.

- Ao ambiente favorável e amigos que encontrei no IPH, onde pude conviver com pessoas competentes e acessíveis em todos os setores, desde o primeiro dia. Agradeço especialmente a Marllus das Neves, Omar da Silva Junior, Joana D´Arc Medeiros, Beatriz Caamaño Schettini, Simone Bernhardt, Nadir, Alfonso Risso, Vladimir Caramori Borges de Souza, Sidnei Gusmão Agra, Marcus Cruz, Rafael Mánica, Luis Gustavo, e muitos outros, pelas muitas contribuições que obtive de todos;

- À banca examinadora que conseguiu separar o português horrível do conteúdo, contribuindo significativamente para a melhora do trabalho. Ao professor Dr. Robin Thomas Clarke quem me ensinou a ver além da distribuição normal; ao Prof. Marcio Baptista que teve a visão não-IPH-contaminada; e ao professor Carlos Tucci que teve aquela contribuição que faz a diferença.
- À equipe do departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UNNE: Carlos Depettris, Hugo Rorhrmann, Carlos “Cabeza” Ruberto, Sonia Bronner, Ronco Peyrano, “Toto” Lorenzo e o Prof. Romero. Por me ensinar a caminhar na vida acadêmica e ser parte especial da torcida organizada que sempre me manteve na luta. E em particular a Teresa Clemente que foi a minha segunda mãe, dando conselhos no momento certo.
- À família Pianovski-Pacheco, porque embora nossos caminhos tenham trilhado rotas distintas, durante muito tempo fora a minha família brasileira.

A todos eles e outros não mencionados,

MUITO OBRIGADO!

Resumo

Dada a escassez de informação (principalmente de vazão) nas sub-bacias urbanas, os parâmetros das metodologias usadas no dimensionamento de uma rede de macrodrenagem são estimados a partir de características físicas, introduzindo incertezas sobre os valores corretos do parâmetro.

Neste trabalho são apresentados resultados que indicam o impacto que as incertezas nos parâmetros têm sobre os valores da vazão e custo da rede, e custo estimado para redução das mesmas.

Foram analisados os parâmetros das metodologias dos blocos alternados utilizada na determinação da chuva de projeto; da “Curva Número” do SCS utilizada para determinação da precipitação efetiva; e de Clark e Hidrograma Unitário Triangular (SCS) empregadas para a propagação de vazão. Também foi analisado o efeito da variabilidade espacial da chuva.

Da análise de sensibilidade dos parâmetros determinou-se que para simulação distribuída da bacia, o CN resultou o parâmetro mais sensível. Por exemplo, para um incremento de uma unidade no CN foram encontradas variações de entre 8 e 10% na vazão, o que representa um incremento de 5% no custo. Também foram significativas as diferenças na chuva de projeto obtidas a partir de diferentes IDFs de postos pluviométricos próximos (diferenças de até 80% na vazão ou seja 40% no custo. Mudanças no valor do tempo de concentração somente tiveram efeito significativo na simulação concentrada da bacia; já variações do parâmetro de forma no HTA do método de Clark não tiveram efeitos sobre a vazão ou custo.

Por outro lado, os custos de medição de chuva e vazão, necessários para geração da informação que permitiria reduzir a incerteza resultam menores ao impacto produzido por um erro 1% no CN, ressaltando a importância de efetuar coleta contínua de dados de vazão.

Abstract

Because of the deficiency of information (specially of runoff) in urban watersheds, the parameters of the methodologies normally used for designing the macro-drainage net are estimated from physical characteristics, introducing uncertainties on the correct value of the parameter.

In this work are presented results about the impact of the uncertainties into peak discharge and drainage network cost, and the estimated cost of reducing the uncertainty.

Where analyzed the parameters of the following methodologies: *Alternated Blocks* utilized for the determination of the design hyetograph; *Curve Number* of SCS used for determination of the effective rainfall; and *Clark and Triangular Unitary Hidrograma* (SCS) for the runoff propagation. It was also analyzed the effect of the rain's spatial distribution.

In the sensibility analysis of the parameters was determined that, for a distributed simulation of the watershed, CN resulted the most sensitive parameter. For example, for a unitary increment in CN, a variation between 8 and 10% was found in the peak flow (that means an increment of 5% in the cost). Differences in the design storm obtained from IDF relationships from the nearest to the watershed pluviometric stations showed differences of up to 80% in the flow or 40% in the macro-drainage network cost; differences in the concentration time value only had effect in a lumped simulation of the watershed; variations of the form parameter of the HTA of Clark's method didn't have effects on the peak discharge or cost.

On the other hand, the costs of rain and flow measurement necessary to generate information that would allow to reduce the uncertainty resulted smaller to the impact produced by a error of 1% in CN, emphasizing the need of continuous data collection.

Índice

| | Página |
|---|--------|
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Objetivos | 3 |
| 1.2. Organização do estudo | 3 |
| 2. Modelos hidrológicos | 5 |
| 2.1 Introdução | 5 |
| 2.2 Metodologia de dimensionamento de uma rede de macrodrenagem urbana | 5 |
| 2.3 Incerteza no dimensionamento de uma rede de Macrodrenagem | 9 |
| 2.4 Métodos de determinação do hidrograma de projeto | 10 |
| 2.4.1 Chuva de projeto | 11 |
| 2.4.2 Determinação do escoamento superficial direto – Método da Curva Número | 13 |
| 2.4.3 Métodos para propagação da vazão superficial. | 15 |
| 2.5 Incerteza nos parâmetros das metodologias de obtenção do hidrograma de projeto | 19 |
| 2.5.1 Tempo de concentração (tc) | 20 |
| 2.5.2 Coeficiente de escoamento | 23 |
| 2.6 Metodologias de estudo da incerteza | 26 |
| 2.6.1 Métodos de propagação da incerteza paramétrica | 28 |
| 3. Metodologia | 31 |
| 3.1. Introdução | 31 |
| 3.2 Estimativa do custo | 34 |
| 3.3 Informação sobre propagação da incerteza na rede imediatamente a jusante das sub-bacias. | 35 |
| 3.4 Análise de sensibilidade | 37 |
| 3.4.1 Variação uniforme dos parâmetros. | 38 |
| 3.4.2 Análise do parâmetro mais sensível. | 44 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 3.5 | Análise do impacto da incerteza no custo de uma rede de macrodrenagem urbana. | 48 |
| 3.6 | Análise da incerteza com o erro aleatoriamente distribuído. | 51 |
| 3.7 | Descrição do Modelo hidrológico e metodologias de simulação utilizadas. | 55 |
| 4. | Bacia do arroio da Areia. | 58 |
| 4.1 | Ocupação Urbana | 59 |
| 4.2 | Rede de Drenagem | 60 |
| 4.2.1 | Caracterização das sub-bacias | 61 |
| 4.2.2 | Características dos condutos simulados | 62 |
| 4.2.3 | Características dos reservatórios de retenção | 64 |
| 4.3 | Parâmetros para a simulação Chuva-Vazão | 65 |
| 4.3.1 | Cenário de impermeabilidade média | 66 |
| 4.3.2 | Cenário de impermeabilidade alta | 67 |
| 4.3.3 | Relações Intensidade-Duração-Frequência de Porto Alegre | 69 |
| 4.4 | Locais de caracterização da incerteza. | 70 |
| 5. | Aplicação e resultados | 73 |
| 5.1 | Análise da propagação de perturbações | 74 |
| 5.2 | Variação percentual uniforme dos parâmetros | 80 |
| 5.2.1 | Variação do tempo de concentração. | 80 |
| 5.2.1.1 | Método de Clark | 81 |
| 5.2.1.2 | Hidrograma Unitário Triangular | 86 |
| 5.2.1.3 | Comparação dos resultados com ambas metodologias | 88 |
| 5.2.2 | Variação da posição do pico da chuva. | 90 |
| 5.2.3 | Variação da IDF usada. | 92 |
| 5.2.4 | Variação do CN. | 93 |
| 5.3 | Análise do parâmetro mais sensível | 97 |
| 5.3.1 | Análise da sensibilidade das metodologias para um cenário de alta impermeabilidade | 98 |
| 5.3.2 | Análise da rede com reservatórios de retenção | 102 |
| 5.3.3 | Comparação entre os resultados obtidos com os diferentes | 108 |

| | |
|--|-----|
| graus de impermeabilidade | |
| 5.4 Análise do impacto da incerteza no custo | 109 |
| 5.4.1 Análise do impacto do erro uniforme | 111 |
| 5.4.1.1 Instalação de uma nova rede | 111 |
| 5.4.1.2 Ampliação da rede existente | 114 |
| 5.4.1.3 Bacia com reservatórios de detenção - Cenário de alta impermeabilidade | 116 |
| 5.5 Análise do impacto da incerteza (erro distribuído em forma aleatória) | 122 |
| 5.5.1 Distribuições simétricas | 123 |
| 5.5.2 Distribuições assimétricas | 127 |
| 5.5.3 Comparação dos resultados da simulação aleatória | 131 |
| 5.6 Custos de erros vs custos de aquisição de informação. | 132 |
| | |
| 6. Conclusões e recomendações | 137 |
| 6.1 Discussão e conclusões | 137 |
| 6.2 Recomendações | 140 |
| | |
| Referências bibliográficas | 142 |
| | |
| Anexo A. Custos das estruturas | |
| Anexo B. Reservatórios de detenção | |
| Anexo C. Características dos condutos existentes na bacia. | |
| Anexo D. Fórmulas empíricas para estimar o tempo de concentração | |

Lista de figuras.

| | Página |
|--|--------|
| Figura 2.1 . Esquema do dimensionamento de uma rede de macrodrenagem (Villanueva e Tucci, 2001). | 6 |
| Figura 2.2- Representação esquemática das funções do método da Curva Numero. | 13 |
| Figura 2.3- Isócronas e histograma Tempo-Área (Porto, 1995). | 16 |
| Figura 2.4- Hidrogramas com e sem amortecimento (Porto, 1995). | 16 |
| Figura 2.5 – Valores do parâmetro (n) segundo a forma da bacia (HEC, 1974) | 17 |
| Figura 2.6 - Hidrograma Unitário Triangular do SCS (Porto, 1995). | 18 |
| Figura 2.7 – Proporção do erro devido a tc na vazão de pico (Bondelid, 1982) | 20 |
| Figura 2.9 – Sensibilidade da metodologia da curva número a variações de CN (Bondelid, 1982) | 23 |
| Figura 3. 3- Sub-bacias A1 e A2 e trechos analisados. | 36 |
| Figura 3. 4 – Equação que fornece o custo das tubulações circulares em função da condutividade hidráulica. | 47 |
| Figura 3. 5 - Equação que fornece o custo das tubulações circulares em função da condutividade hidráulica. | 47 |
| Figura 3. 6 – Distribuição normal dos erros. | 52 |
| Figura 4.2 - Curva do perfil longitudinal do curso d'água principal do Arroio da Areia | 59 |
| Figura 4.3 - Imagem SPOT de janeiro de 1998. | 60 |
| Figura 4.4 – Sub-bacias da bacia do Arroio da Areia. | 63 |
| Figura 4.5 – Relação entre a densidade e a área impermeável (Campana e Tucci, 1994). | 65 |
| Figura 4.6- Curvas PDF usadas na cidade de Porto Alegre para TR=10 anos. | 70 |
| Figura 5.1 –Impacto na vazão em distintos pontos da rede devido à variação da vazão em ? 80% na sub-bacia de simulação A1 | 74 |
| Figura 5.2- Impacto produzido no custo em distintos pontos da rede devido à variação da vazão em ? 80% na sub-bacia de simulação A1. | 75 |
| Figura 5. 3 - Impacto produzido na vazão em distintos pontos da rede devido ao incremento da vazão em 80%. | 76 |
| Figura 5.4–Impacto produzido no custo em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN na sub-bacia de simulação A2 . | 77 |
| Figura 5.5 - Incidência em percentagem de cada sub-bacia de análise sobre a vazão e o custo do trecho analisado do curso principal da bacia. | 79 |
| Figura 5.6- Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação de n no método de Clark. | 81 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.7- Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação do tc no método de Clark. | 82 |
| Figura 5.8- Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação do tc e k no método de Clark. | 83 |
| Figura 5.9- Resposta das sub-bacias de simulação à variação do tc e k no método de Clark. | 83 |
| Figura 5.10- Variação relativa de $Q_{m\acute{a}x}$ na rede das sub-bacias de análise com respeito a uma variação de 100% no valor do tc. | 84 |
| Figura 5.11 – Esquema da superposição de efeitos pela mudança na posição do pico. | 85 |
| Figura 5.12- Variação relativa do custo na rede nas sub-bacias de análise para uma variação relativa de 100% no valor do tc e K. | 85 |
| Figura 5.13 – Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação do tc no método HU-SCS. | 86 |
| Figura 5.14- Variação relativa de $Q_{m\acute{a}x}$ na rede das sub-bacias de análise com relação à variação de 100% no valor do tc.. | 87 |
| Figura 5.15 – Variação relativa do custo da rede das sub-bacias de análise com relação à variação de 100% no valor do tc.. | 87 |
| Figura 5. 16 – Percentagem de erro na vazão para uma variação de 100% no valor de tc em sub-bacias de distinto tamanho. | 89 |
| Figura 5.17 - Comparação dos valores de referência de vazão e custo obtidos com a metodologia de Clark e do HU-SCS. | 89 |
| Figura 5.18 - Variação relativa da vazão e na rede da sub-bacias de análise com relação a modificação da posição do pico da chuva . | 91 |
| Figura 5.19 - Variação relativa da vazão e do custo da rede para a modificação da IDF usada no cálculo. | 92 |
| Figura 5.20 – Resposta na vazão das sub-bacias de simulação à variação do CN. | 93 |
| Figura 5.21 – Resposta na vazão das sub-bacias de simulação à variação do CN. | 94 |
| Figura 5.22 – Variação relativa do custo da rede nas sub-bacias de análise com relação a um incremento de cinco unidades no CN. | 95 |
| Figura 5.23 - Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN em ? 10% . | 96 |
| Figura 5.24 - Variação relativa do custo da rede das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN. | 97 |
| Figura 5.25 - Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em ? 10% (Alta impermeabilidade – nova rede). | 99 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.26- Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – ampliação da rede). | 101 |
| Figura 5.27 - Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – nova rede com reservatórios). | 102 |
| Figura 5.28 - Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – nova rede com reservatórios). | 104 |
| Figura 5.29 - Variação relativa do custo das tubulações devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ numa rede com reservatórios. | 105 |
| Figura 5.30 – Variação relativa do custo dos reservatórios devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$. | 105 |
| Figura 5.31 - Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – ampliação da rede com reservatórios). | 106 |
| Figura 5.32 - Variação relativa do custo das tubulações devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ numa rede com reservatórios. | 107 |
| Figura 5.33 – Valores relativos de vazão em distintos pontos da rede para os distintos cenários analisados. | 108 |
| Figura 5.34 – Comparação da sensibilidade da metodologia nos distintos cenários em valores relativos, referidos a situação atual. | 109 |
| Figura 5.35 –Impacto no custo de do erro no CN no cenário atual. | 112 |
| Figura 5.36 –Impacto no custo de do erro no CN no cenário futuro na instalação de uma rede nova crescimento normal da impermeabilidade. | 113 |
| Figura 5.37 –Impacto no custo do erro no CN no cenário futuro (rede nova- crescimento explosivo da impermeabilidade. | 114 |
| Figura 5. 38 – Impacto no custo do erro no CN no cenário futuro na ampliação da rede existente - crescimento normal da impermeabilidade. | 115 |
| Figura 5.39 –Impacto no custo do erro no CN no cenário futuro na ampliação da rede existente - crescimento explosivo da impermeabilidade. | 116 |
| Figura 5.40 –Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção - crescimento normal da impermeabilidade. | 117 |
| Figura 5.41–Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção – impacto absorvidos por reservatórios. | 118 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.42 - Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção – impacto absorvidos por reservatórios 3 vezes mais caros. | 118 |
| Figura 5.43- Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção – impacto absorvidos por reservatórios 7 vezes mais caros. | 119 |
| Figura 5.44 –Impacto no custodo erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção - crescimento normal da impermeabilidade. | 121 |
| Figura 5.45 –Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção - impacto absorvidos por reservatórios. | 122 |
| Figura 5.46 – Valor esperado da vazão e limites de variação de 95% na saída das sub-bacias de simulação para a simulação aleatória de erros no CN com distribuição normal. | 123 |
| Figura 5.47 – Valor esperado e limites de variação de 95% da variação da vazão em distintos pontos da rede - simulação aleatória de erros no CN com distribuição normal. | 124 |
| Figura 5.48 – Valor esperado e limites de variação de 95% da variação no custo da nova rede para a simulação aleatória de erros no parâmetro CN com distribuição normal. | 125 |
| Figura 5.49 – Valor esperado e limites de variação de 95% do impacto no custo instalação de uma rede de macrodrenagem - simulação aleatória com distribuição simétrica. | 126 |
| Figura 5.50 – Valor esperado e limites de variação de 95% do impacto no custo de ampliação de uma rede de macrodrenagem - simulação aleatória com distribuição simétrica -. | 127 |
| Figura 5.51 - Comparação dos valores esperados das vazões e limites de variação de 95% para as distribuições simétricas e assimétricas na saída das sub-bacias de simulação. | 128 |
| Figura 5.52 – Valor esperado e limites de variação de 95% da variação no custo da nova rede para a simulação aleatória de erros no parâmetro CN com distribuição normal. | 129 |
| Figura 5.53 – Valor esperado e limites de variação de 95% do impacto no custo instalação de uma rede de macrodrenagem (simulação aleatória - distribuição assimétrica forte). | 130 |
| Figura 5.54 – Valor esperado e limites de variação de 95% do impacto no custo de ampliação de uma rede de macrodrenagem (simulação aleatória - distribuição assimétrica forte). | 131 |
| Figura 5.55 – Impacto do erro no CN no custo da rede de macrodrenagem da bacia do Arroio da Areia em valores presentes | 134 |

(erro aleatório).

Figura 5.56- Impacto no custo das incertezas na estimativa do CN em valores por unidade de área. 135

Figura 5.57 - Impacto marginal das incertezas no custo (custo por cada 1% de erro cometido por unidade de área) . 136

Lista de tabelas.

| | Página |
|--|--------|
| Tabela 3. 1 – Resultados obtidos por Germano, 1997. | 40 |
| Tabela 3. 2 – Coeficientes da curva de custo contínuo. | 46 |
| Tabela 4.1 - Características físicas das sub-bacias dos contribuintes principais. | 62 |
| Tabela 4.2 – Principais características dos reservatórios de detenção. | 64 |
| Tabela 4.3 - Características das sub-bacias do Arroio Areia- Situação Atual. | 67 |
| Tabela 4.4- Características das sub-bacias do Areia - Situação Futura | 68 |
| Tabela 4.5 – Relações IDF usadas em Porto Alegre (DEP, 2002) | 69 |
| Tabela 4.6 – Características das sub-bacias de análise. | 73 |
| Tabela 5.1- Incidência em percentagem de cada sub-bacia de análise sobre a vazão e o custo do trecho analisado do curso principal da bacia. | 79 |
| Tabela 5.2- Custo da rede nas sub-bacias de análise para uma variação relativa de 100% no valor de referência de t_c e k no método de Clark (R\$ x 1000.000) . | 86 |
| Tabela 5.3 - Custo da rede nas sub-bacias de análise para uma variação relativa de 100% no valor do t_c no método HU-SCS (R\$ x 1.000.000). | 88 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 5.4 – Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN (R\$ x 1000.000). | 97 |
| Tabela 5.5 – Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN numa situação de alta impermeabilidade (R\$ x 1000.000). | 100 |
| Tabela 5.6 – Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN numa situação de alta imperm. e ampliação da rede exist. (R\$x 1.000.000). | 101 |
| Tabela 5.7 - Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN (alta impermeabilidade e rede com reservatórios -R\$ x 1000.000). | 104 |
| Tabela 5.8- Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN - alta imperm. ampliação da rede com reservatórios (R\$ x 1000.000). | 106 |
| Tabela 5.9– Custo dos elementos para obtenção de informação. | 135 |
| Tabela 6.1 - Impacto no custo de um erro de 10% na estimativa do CN para cada cenário analisado | 139 |

Lista de símbolos, abreviaturas e siglas.

| | |
|------------------|---|
| AI | Área impermeável. |
| CB | Casa de bombas. |
| CN | Curva número. Parâmetro do método homônimo, desenvolvido pelo Serviço de Conservação de Solos dos Estados Unidos. |
| <i>D</i> | Taxa de desconto. |
| DEP | Departamento de Esgotos Pluviais da cidade de Porto Alegre. |
| EUA | Estados Unidos da América. |
| F | Valor futuro. |
| fut. | Futuro. |
| HEC | Hidrológical Engineering Corps (Corpo de hidrologia do serviço de engenharia do exercito de EEUU). |
| HTA | Histograma tempo-área. |
| HU | Hidrograma unitário. |
| IDF | Relação intensidade-duração-freqüência |
| IPH | Instituto de Pesquisas Hidráulicas – Universidade Federal de Rio Grande do Sul. |
| Imp. | Impermeabilidade. |
| <i>K</i> | Parâmetro do reservatório linear simples. |
| Q _{máx} | Vazão de pico. |
| <i>n</i> | Parâmetro de forma do HTA sintético do HEC. |
| N | Período de tempo em anos. |
| P | Valor presente. |
| PDDUA | Plano Diretor de Drenagem Urbana e Ambiental. |
| ppais. | Principais. |
| ref. | de referência. Refere-se aos valores adotados como referência de cada cenário. |
| S | Capacidade máxima de armazenamento no solo. |
| SCS | Serviço de Conservação de Solos dos Estados Unidos. Departamento de agricultura. |
| <i>t</i> | Tempo. |
| <i>tb</i> | Tempo de base do hidrograma. |
| <i>tc</i> | Tempo de concentração. |
| <i>tp</i> | Tempo presente. |
| <i>td</i> | Tempo em que a capacidade da tubulação é superada. |
| TR | Tempo de retorno. |

1. Introdução

Os custos envolvidos em obras de redes de macrodrenagem urbana são elevados, podendo ter grande impacto no orçamento das cidades. Desta forma, tanto o superdimensionamento como subdimensionamento das redes trazem prejuízos para a sociedade.

A inexistência de dados hidrológicos, ou com qualidade inadequada, gera incerteza no dimensionamento ou sobre o funcionamento da rede. Como a maioria dos métodos de quantificação hidrológica se baseia na existência de dados de vazão e na definição da capacidade do sistema, na falta de informação os parâmetros dos modelos são estimados de forma empírica através da subjetividade do usuário. As conseqüências são resultados com incerteza, podendo representar em situações limites altos custos ou grandes inundações.

A incerteza pode ser entendida como a falta de certeza ou segurança com relação a algo (ou alguém) (Kundzewicz, 1995), podendo variar desde a carência completa de conhecimento (sobre fatos, mecanismos, processos, resultados) até pequenas dúvidas (falando propriamente de incerteza ou imprecisão). O termo incerteza tem fronteiras difusas, no entanto, para os fins deste estudo pode-se definir como a falta de certeza ou precisão, sobre o valor de um resultado.

A incerteza se diferencia do risco, pois o risco é uma decisão (por exemplo o projetista adota que o tempo de retorno de projeto de obras de macrodrenagem é de 10

anos, ou em outras palavras, se assume o risco de que, em média, a estrutura falha uma vez a cada dez anos); a incerteza, ao invés, é o resultado da carência de informação (por exemplo, a falta de informação sobre o tipo de uso futuro do solo impede a determinação de um valor exato do coeficiente de escoamento).

O parâmetro pode ser definido como um valor que caracteriza um sistema, podendo variar no espaço e no tempo (Tucci, 1998). Esta foi a definição adotada no trabalho, embora se reconheça que a definição engloba também valores como a área da bacia, que constitui na verdade uma característica do sistema (pode ser tratado como parâmetro pelo desconhecimento do valor exato, sem que isso indique a variabilidade da área da bacia).

A avaliação das incertezas permite orientar sobre os limites de utilização dos modelos e direcionar os esforços na obtenção da informação dos parâmetros ou valores mais significativos, com a intenção de fornecer confiabilidade à rede dimensionada.

O estudo aqui apresentado analisa de que forma as incertezas na determinação dos parâmetros de algumas das metodologias usadas nos projetos de redes de macrodrenagem urbana influem sobre a vazão e custo da rede de drenagem. O estudo da incerteza nos parâmetros é consequência das incertezas nas distintas etapas do dimensionamento de uma rede de macrodrenagem, que se refletem na estimativa dos parâmetros das metodologias.

As metodologias analisadas foram:

- Blocos alternados na determinação da chuva de projeto;
- “Curva Número” do SCS para determinação da precipitação efetiva;
- Clark e Hidrograma Unitário Triangular (SCS) para a propagação de vazão.

Os parâmetros analisados:

- *Tempo de concentração* nas metodologias de propagação do escoamento superficial do SCS (Hidrograma Unitário Instantâneo) e Clark;
- *Parâmetro de propagação no reservatório*, no método de Clark;
- *Parâmetros de forma do HTA sintético*, no método de Clark;
- *Posição do pico da chuva*, na distribuição temporal da chuva;
- *CN* no método da Curva Número (SCS);

- *IDF* usada no cálculo.

O uso do custo da rede como medida da incerteza permite o estabelecimento de uma linguagem comum com outros profissionais, de forma de descrever com maior clareza as conseqüências da carência de informação.

1.1 Objetivos

Os objetivos deste estudo são de avaliar a incerteza dos parâmetros hidrológicos e sua influência no dimensionamento de uma rede de macrodrenagem.

A influência da incerteza na determinação do parâmetro estimando diferenças relativas na vazão e no custo das redes de macrodrenagem, quando os parâmetros analisados foram estimados em forma incorreta.

1.2 Organização do estudo

O estudo é apresentado em seis capítulos:

- No presente capítulo (capítulo 1) são indicadas generalidades sobre o estudo;
- No capítulo 2 são descritas as metodologias de dimensionamento de uma rede de macrodrenagem, juntamente com a descrição dos parâmetros das metodologias, as possíveis fontes de incerteza, uma breve descrição das metodologias de análise da incerteza, e uma revisão bibliográfica dos antecedentes mais importantes;
- No capítulo 3 é abordada a metodologia específica aplicada no estudo;
- O capítulo 4 contém uma descrição da bacia analisada e dos parâmetros que a caracterizam;
- No capítulo 5 são descritos os resultados da análise de incerteza divididos em três etapas: na primeira etapa é realizada a análise da sensibilidade das metodologias de simulação escolhidas à variação de cada um dos seus parâmetros; na segunda etapa são apresentados estudos mais aprofundados

sobre o parâmetro mais sensível (determinado na etapa anterior); finalmente se quantificam custos para diminuição da incerteza.

- O capítulo 6 resume os resultados em uma serie de conclusões e recomendações.

Também se incluem diversos anexos que complementam as informações contidas no texto.

2. Modelos hidrológicos.

2.1 Introdução.

Esta revisão tem como objetivo mostrar os elementos que intervêm no dimensionamento, e conseqüentemente no custo de uma rede de macrodrenagem pluvial.

Destes elementos, são descritas com maior detalhe as metodologias da transformação chuva-vazão, como conseqüência de refletir-se na estimativa dos parâmetros destas metodologias as incertezas nas distintas etapas do dimensionamento da rede de macrodrenagem.

Também são apresentadas algumas técnicas existentes de avaliação da incerteza, que permitem quantificar a influência da incerteza na estimativa dos parâmetros no custo de uma rede de macrodrenagem, além de resultados obtidos por outros pesquisadores.

2.2 Metodologia de dimensionamento de uma rede de macrodrenagem urbana.

Na Figura 2.1 são apresentadas as fases do dimensionamento de uma rede de macrodrenagem urbana, que se resumem como:

Dados de Entrada: O conjunto de dados de entrada necessários no estudo de alternativas para o projeto de redes de macrodrenagem urbana são:

- a) *Características físicas urbanas atuais:* como geologia, tipo de solo e topografia;

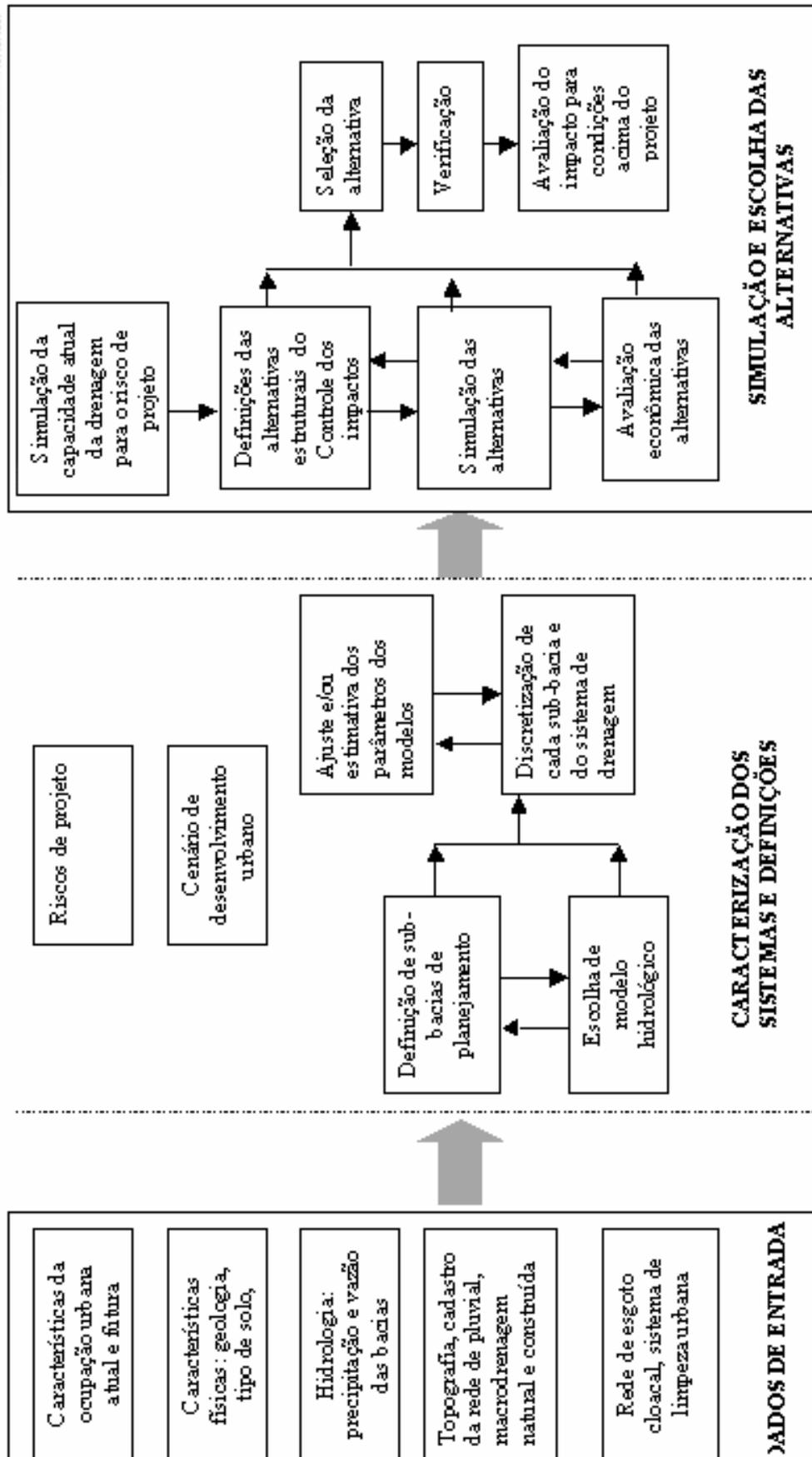


Figura 2.1 . Esquema do dimensionamento de uma rede de macrodrenagem (Villanueva e Tucci, 2001).

- b) *Hidrologia*: dados de precipitação para o estabelecimento da curva de Intensidade-Duração-freqüência e eventos com precipitação e vazão para ajuste dos modelos hidrológicos;
- c) *Topografia* (preferencialmente em escala 1:2. 000);
- d) *Cadastro da rede pluvial construída*: seção do conduto ou galeria, posicionamento em planta e cota do topo ou fundo da galeria e condições da galeria quanto a assoreamento ou obstruções; seções naturais representativas dos rios da área urbana de interesse;
- e) *Localização da rede cloacal*, se existe,
- f) *Informações sobre o sistema de coleta de lixo e limpeza urbana*.

Caracterização dos Sistemas e Definições: Este módulo envolve definições de projeto relacionadas com: (a) os cenários de análise; (b) risco de projeto: tempo de retorno escolhido para o projeto; (c) Delimitação das bacias e a subdivisão interna das mesmas para simulação; (d) ajuste do modelo ou definição dos parâmetros de simulação (maiores detalhes no item seguinte).

a) *Os cenários de análise quantitativa de uma bacia urbana:*

Cenário atual (capacidade do sistema existente): este é o cenário em que o sistema existente é analisado para enchentes com o risco de planejamento, fundamentalmente para os cenários de ocupação atual e de curto prazo; e eventualmente com a futura ocupação do Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano;

Cenário futuro (estudo de alternativas de controle): neste cenário são pesquisadas as condições combinadas de controle do sistema para os horizontes de planejamento, com base nas medidas de controle e de aumento de capacidade de escoamento, como resultante da expansão urbana.

b) *Risco de projeto:* O TR ótimo para o projeto pode determinar-se por uma análise hidroeconômico. À medida que o TR aumenta, os custos de capital aumentam, mas os danos esperados diminuem devido a que se proporciona uma melhor proteção.

Na falta de dados para avaliação do risco ótimo, e de acordo com a literatura (Tucci, 1993) o risco é adotado entre 2 e 5 anos é para dimensionamento da drenagem para lotes e loteamentos. Enquanto que na drenagem principal são adotados riscos de 10 a 25 anos de acordo com potenciais danos por interrupção de tráfego, prejuízo material e humano.

d) *Delimitação das bacias*: A delimitação das bacias deve levar em conta tanto à topografia como a direção do escoamento, devido a que não é incomum em áreas urbanas que as tubulações não acompanhem a topografia local.

Simulação e escolha das alternativas: as etapas desta análise envolvem:

Verificação da capacidade de escoamento existente: análise das condições de escoamento na rede, determinando a capacidade de escoamento em cada seção definida para a rede de drenagem discretizada na bacia. Nesta fase, é possível identificar os locais críticos devido a variabilidade da capacidade de escoamento, que geralmente ocorre nas áreas urbanas. É comum existirem seções com menor capacidade de escoamento a jusante do que a montante de um trecho.

Simulação das condições de urbanização para os cenários atuais e futuros da rede de escoamento pluvial. Nesta simulação é possível identificar as seções ou trechos críticos onde a capacidade existente não permite escoar a vazão simulada. Geralmente esta simulação é realizada com o escoamento a superfície livre, desprezando-se os processos que ocorrem sob pressão.

Definição das alternativas de controle: formulação das possíveis medidas de controle através do seguinte: (a) identificação em campo dos possíveis locais para reservatórios de detenção; (b) avaliação dos volumes disponíveis em função das cotas; (c) trechos que podem ser ampliados e seus condicionantes.

Para determinar a combinação ótima, o planejador poderá verificar as alternativas disponíveis: (a) redução do escoamento superficial através de medidas de controle na fonte (geralmente para cenários futuros); (b) detenções em locais onde há áreas disponíveis, ou mesmo detenções enterradas quando as abertas não forem possíveis; (c) ampliação da capacidade de escoamento do sistema.

Simulação das alternativas: simulação das alternativas selecionadas, verificando a sua eficiência para os diferentes cenários. São definidos vários *lay-out* com as modificações físicas que controlam as inundações existentes.

Avaliação econômica das alternativas: levantamento dos custos de implementação das alternativas e escolha da alternativa de projeto, além do plano de ação para implementação das medidas. A melhor solução econômica é a que produz o menor custo de implantação. Isto pode ser realizado através de tentativas, variando algumas combinações, ou através de um modelo de otimização em combinação com um modelo hidrológico.

Verificação do projeto com modelo hidrodinâmico que considera o escoamento sob pressão e possíveis efeitos de remanso.

Verificação para condições de risco maior que o adotado no projeto: Considerando que tenha sido escolhido, por exemplo, o tempo de retorno de 10 anos para o projeto, é necessário que o Plano avalie os impactos que ocorrerão na drenagem para riscos maiores que 10 anos, propondo medidas preventivas para os locais mais críticos.

2.3 Incerteza no dimensionamento de uma rede de macrodrenagem.

No estudo de fontes de incerteza em drenagem urbana, Cheveraux *et. al.* (1978) mencionaram dois fatos de grande importância que hoje são bem conhecidos:

- As autoridades responsáveis pelos sistemas de drenagem não conhecem em geral as vazões de entrada no sistema;
- Para um determinado evento, diferentes métodos de transformação chuva-vazão levam a hidrogramas bastante diferenciados.

Com relação à primeira afirmação, pode-se ressaltar que é consenso entre os acadêmicos de que a coleta de dados em campo deve ser sistematicamente feita, já que permite obter um melhor entendimento dos fenômenos hidrológicos e hidráulicos, detectar deficiências, servir de base na determinação de parâmetros hidrológicos, e pode ser utilizado para calibração dos modelos matemáticos. Infelizmente o consenso é só teórico, sendo que um dos maiores problemas que enfrentam os hidrólogos hoje é a falta de dados confiáveis.

Na falta de dados, os projetistas recorrem ao auxílio dos modelos hidrológicos para determinar as vazões que escoam na rede de macrodrenagem urbana. Modelos baseados em características físicas tentam extrair a maior quantidade de informação possível dos dados existentes. No entanto, também as metodologias de simulação sofrem com a escassez de informação, de forma que, a aplicação de distintas metodologias para a obtenção do hidrograma de projeto, leva a hidrogramas bastante diferentes. Existe ainda o problema de estimativa dos parâmetros por cada projetista para as diferentes metodologias, onde podem ocorrer diferenças significativas.

Em definitivo, pode-se afirmar que todas as etapas do dimensionamento de uma rede de macrodrenagem são suscetíveis a erros, e conforme fora comentado, os erros refletem-se nos parâmetros, pois tentam ser compensados, na estimativa dos parâmetros *informação incompleta, modelos incompletos, e técnicas inadequadas de estimativas dos parâmetros (Singh, 1988).*

2.4 Métodos de determinação do hidrograma de projeto.

A determinação do hidrograma de projeto inicia-se com a definição do hietograma ou chuva de projeto. Sobre o hietograma aplicam-se as metodologias de separação do escoamento para determinar a parcela de chuva que efetivamente gera escoamento superficial. Finalmente as vazões de entrada no sistema são obtidas da propagação dos excessos superficiais na bacia.

Para a determinação das vazões ao longo da rede, que posteriormente serão usadas no dimensionamento das estruturas, são aplicados os modelos de propagação em canais e reservatórios.

Como resulta impossível avaliar todas as metodologias de simulação existentes, e sabendo que em geral os projetistas de sistemas de drenagem urbana têm preferência pelos métodos já consagrados¹, devido à abundancia de fontes de informação para a obtenção de parâmetros e coeficientes dos métodos através de dados físicos; restringiu-se

¹ “...a sabedoria mundana ensina que é melhor para a reputação falhar convencionalmente do que ter sucesso anticonvencionalmente” Keynes, 1936

o número de metodologias a serem analisadas às mais usuais na drenagem urbana no Brasil.

2.4.1 Chuva de projeto

Chuvas de projetos são metodologias simplificadas de representação da distribuição temporal da precipitação, utilizadas basicamente como entrada em modelos de simulação chuva-vazão.

As metodologias de chuva de projeto mais usadas no projeto de estruturas de macrodrenagem urbana são as derivadas das relações IDF. Nessa categoria, encontram-se as chuvas de projeto do Método de Chicago (Keiffer e Chu, 1957), do Bureau of Reclamation (1977) e dos Blocos Alternados (citado em CHOW et. al., 1994).

O método de Chicago foi um dos primeiros a surgir na procura de uma metodologia sintética de geração de chuva, sendo desenvolvido para aplicação junto com o método do hidrograma unitário, em projeto de redes de drenagem na cidade de Chicago, EUA.

Segundo Keiffer e Chu (1957), o conceito da metodologia de Chicago se baseia em que o volume de chuva que cai durante o período de máxima intensidade pode ser obtido a partir da curva IDF selecionada por critérios de projeto, obtendo um hietograma sintético que representa uma precipitação “completamente adiantada”, ou seja, cujo pico se encontra no início da chuva. Para localização do pico de intensidade da chuva, foi introduzido um coeficiente r , que é uma medida do “adiantamento” do padrão da chuva.

Outras metodologias muito utilizadas para estimativa da chuva de projeto são o método dos Blocos Alternados e o método Bureau of Reclamation. Ambas metodologias têm um procedimento de cálculo muito similar. O procedimento consiste definir a duração total da chuva a ser obtida, depois são calculadas com base nas relações IDF, as intensidades médias para diversas durações até a duração total. Essas intensidades são então transformadas em alturas de chuva e representam os valores acumulados até o ultimo intervalo. Os incrementos entre um valor acumulado e outro são rearranjados, de forma que o maior valor se localize no centro da duração total da chuva, no método dos blocos alternados; e no quarto quartil, na metodologia do Bureau of Reclamation. Os

demais incrementos são dispostos em ordem decrescente, sempre um à esquerda e outro à direita do máximo valor.

O método dos blocos alternados é tal vez a metodologia mais utilizada nos projetos de macrodrenagem na cidade de Porto Alegre, embora apresente valores altos de vazão de pico, como consequência de ser uma metodologia que procura a modelação de padrões de chuva que causem efeitos críticos sobre o escoamento.

Um dos primeiros estudos da influência da estimativa da chuva de projeto na estimativa de vazões foi elaborado por Marsalek (1978). No estudo, o autor comparou a metodologia de Chicago, um método derivado do método de Huff (1967) e chuvas históricas (reduziu 15 anos de dados a 27 tormentas segundo a sua intensidade para distintas durações). Determinou que para todos os tempos de retorno, as vazões de pico estimadas pelas tormentas de projeto foram maiores que as estimadas pelos eventos históricos. Foram particularmente ressaltados os resultados obtidos pelo método de Chicago, onde os picos foram 80 % maiores para todas as bacias estudadas. Tentando explicar a razão de tais valores, o próprio Marsalek aponta que a metodologia de Chicago é restrita:

- Pelo fato de que todas as máximas intensidades de chuva observadas no passado são atribuídas a uma única tormenta de projeto;
- Que as curvas IDF são freqüentemente extrapoladas em intervalos muito pequenos, e podem sobrestimar as intensidades;
- A descrição da posição do pico com um único coeficiente como média dos valores observados é questionável pela natureza probabilística do parâmetro.

Finalmente, concluiu que a incerteza causada pela eleição da tormenta de entrada foi maior que a incerteza inerente ao processo de simulação.

Bemfica (1999) em um estudo dos hietogramas de projeto para a cidade de Porto Alegre, concluiu que a vazão máxima tem alta dependência da metodologia escolhida para a determinação da chuva de projeto. Da análise da autora resultou que a metodologia de Chicago e de Blocos alternados apresentaram as maiores vazões de pico, sendo particularmente altas as vazões obtidas a partir da metodologia de Chicago.

É importante ressaltar que a pouca difusão de metodologias de determinação do hietograma de projeto que representem melhor as características das chuvas naturais (Por exemplo, a metodologia de Pilgrim e Coderly, 1975), leva ao uso dos hietogramas sintéticos apresentados anteriormente, que, como conforme indicado por Marsalek(1978) e Bemfica (1999), induzem à superestimativa das vazões na rede de condutos.

24.2 Determinação do escoamento superficial direto - Método da Curva Número.

Existem muitas metodologias para determinação do escoamento superficial direto; no entanto, com o decorrer do tempo alguma delas se popularizaram entre os projetistas. Este é o caso do método da Curva Número do Serviço de Conservação de Solos (SCS) do Departamento de Agricultura dos Estados Unidos

O método da Curva Número permite determinar o escoamento superficial direto em função de um único parâmetro, o CN, que se encontra tabulado na maioria dos manuais de drenagem urbana.

A fórmula proposta pelo SCS é:

$$Q = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S} \quad (2.1)$$

onde: Q = escoamento superficial direto em mm; P = precipitação em mm; S = armazenamento potencial máximo do solo em mm.

O valor de S depende do tipo e da ocupação do solo, e pode ser determinado, por tabelas próprias. A quantidade de $0,2S$ é uma estimativa de perdas iniciais (I_a) devidas à interceptação e retenção em depressões; por essa razão, impõe-se a condição $P > 0,2S$ para a fórmula.

Na Figura 2.2 é possível observar a representação esquemática das funções do método SCS. Não existe precipitação em excesso até que a precipitação P seja maior que as perdas iniciais $I_a=0,2S$. Depois de superado o valor de I_a , a vazão resultante Q é o resíduo de subtrair a infiltração na bacia (F) (não inclui I_a) da precipitação P . O volume máximo retido tende ao armazenamento potencial máximo S , conforme o tempo tende a infinito.

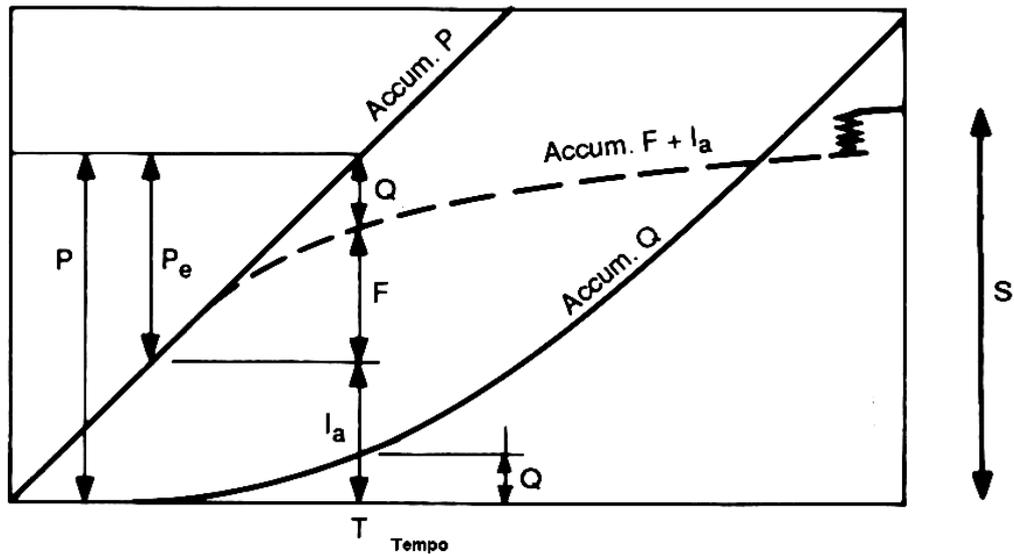


Figura 2.2- Representação esquemática das funções do método da Curva Número.

Para facilitar a solução da equação 2.1, faz-se a seguinte mudança de variável:

$$S = \frac{1000}{\frac{CN}{25.4}} - 10 \quad (2.2)$$

onde: CN é chamado de “curva número” ou “número de curva” e varia entre 0 e 100.

O parâmetro CN, que de agora em diante será considerado o único parâmetro da metodologia, depende do tipo de solo, condições de uso e ocupação do solo e da umidade antecedente.

Tipos de solo e condições de ocupação: o SCS distingue, em seu método, quatro grupos hidrológicos de solos, que variam desde areias muito porosas a solos argilosos (30 - 40% de argila total) e ainda com camada densificada a uns 50 cm de profundidade.

Condições de Uso e Ocupação do Solo: Em função das atividades desenvolvidas e a forma em que as mesmas são realizadas, é possível estimar valores para o parâmetro de tabelas e manuais.

Condições de Umidade Antecedente do Solo: o método do SCS distingue três condições de umidade antecedente do solo em função da chuva acontecida nos dias anteriores.

Existem a priori duas grandes fontes de incerteza nesta metodologia, que dificultam a estimativa correta do parâmetro:

A primeira fonte de incerteza, é devida a uma inconsistência existente no próprio modelo. Se é analisada com maior detalhe a distribuição temporal das retenções F (equação 2.1).

$$F = \frac{S(P - I_a)}{P - I_a + S} \quad ; \quad P \geq I_a \quad (2.3)$$

Diferenciando e lembrando que I_a e S são constantes:

$$\frac{dF}{dt} = \frac{S^2 \frac{dP}{dt}}{(P - I_a + S)^2} \quad (2.4)$$

É possível observar na equação 2.3 que à medida que $P \rightarrow \infty$, $(dF/dt) \rightarrow 0$, mas a presença de dP/dt (intensidade de chuva) no numerador significa que à medida que a intensidade da chuva se incrementa, a taxa de retenção de água na bacia tende a incrementar-se. Esta propriedade da metodologia carece de uma base física forte, e pode introduzir inconsistências (Chow *et. al.* 1994); ou seja, que a metodologia do SCS têm uma inconsistência na sua formulação, que provavelmente não seja muito grave (caso contrario muitos hidrólogos teriam apontado resultados estranhos com a metodologia), precisa ser levada em conta na análise da incerteza.

Outra grande fonte de incerteza é encontrada na retenção inicial ($0,2*S$), fixada em função de diversos estudos realizados em bacias dos Estados Unidos. Estudos apresentados pelo Departamento de Hidráulica da Facultad de Ingenieria de la UNNE (2001) na região de Laguna Blanca (Chaco- Argentina) mostram valores de CN totalmente incompatíveis com a ocupação e tipo de solo, devido à existência de pequenas lagoas. A existência das lagoas eleva consideravelmente o valor da retenção inicial.

2.4.3 Métodos para propagação da vazão superficial.

O escoamento num sistema natural pode ter diferentes características, no entanto, na superfície do solo se caracteriza por ter pequena profundidade e largura indefinida.

Diversos modelos têm sido propostos para representar a propagação superficial da vazão ao longo da bacia. Dos modelos existentes, a metodologia do Hidrograma Unitário Triangular e o método de Clark têm sido dos mais utilizados em drenagem urbana.

a) Método de Clark .

Clark (1943 *apud* Porto, 1995), com a finalidade de considerar os efeitos de translação e armazenamento do escoamento na bacia, combinou o histograma tempo-área (Figura 2.3) com um reservatório linear, situado na saída da bacia, cuja constante de armazenamento K estaria englobando todo o amortecimento do hidrograma (Figura 2.4).

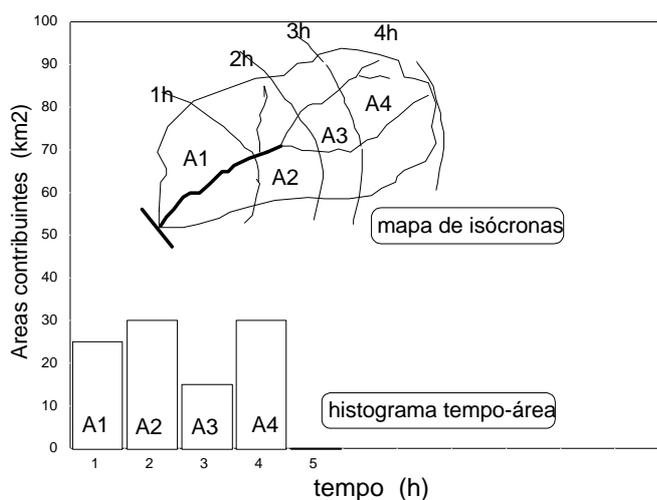


Figura 2.3- Isócronas e histograma Tempo-Área (Porto, 1995).

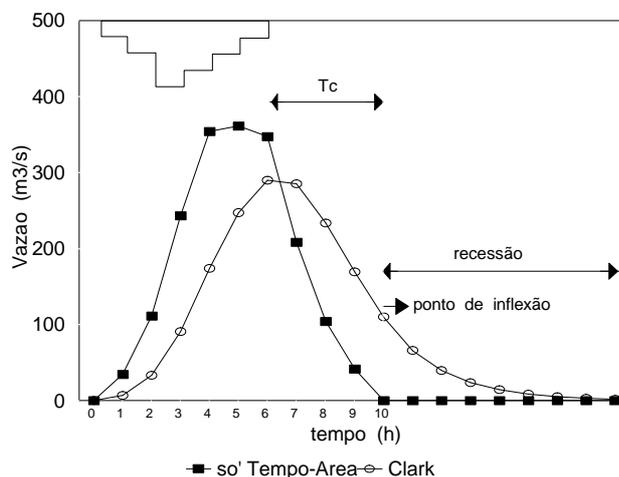


Figura 2.4- Hidrogramas com e sem amortecimento (Porto, 1995).

Nesse reservatório, tem-se:

$$V_2 - V_1 = K(Q_2 - Q_1) \tag{2.5}$$

$$V_2 - V_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) Dt \left(\frac{Q_1 + Q_2}{2} \right) Dt \tag{2.6}$$

Eliminando-se $V_2 - V_1$, isolando-se Q_2 , obtém-se:

$$Q_2 = Q_1 + C(I_1 + I_2 - 2Q_1) \quad (2.7)$$

onde I é a vazão de entrada no reservatório, Q a vazão de saída e C é dado pela equação 2.8.

$$C = \frac{Dt}{2K + Dt} \quad (2.8)$$

O Kelly (1955 *apud* Tucci, 1998) indicou que não existe grande perda de precisão em substituir o histograma tempo-área (HTA) tradicional por um triângulo isósceles, restando apenas o tempo de concentração como variável a ser determinada.

O Hydrological Engineering Corps (HEC, 1974) utilizou uma função de potência para expressar o HTA (Figura 2.5) onde a área acumulada de contribuição é relacionada ao tempo de percurso pelas seguintes equações empíricas.

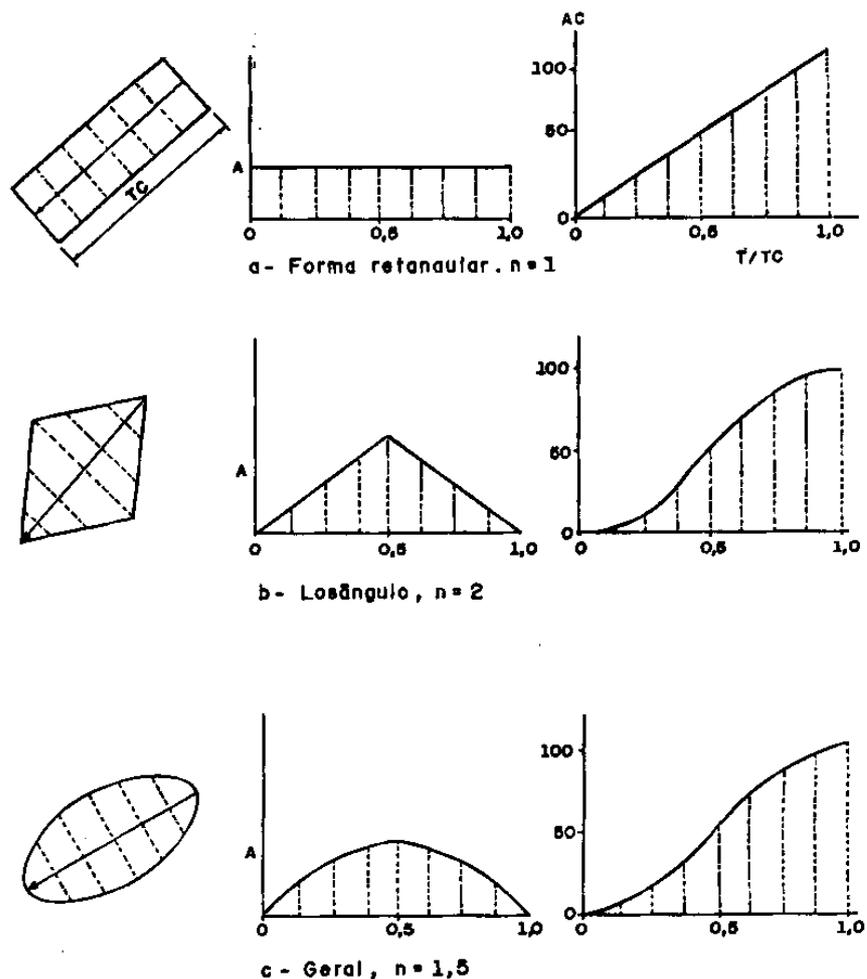


Figura 2.5 – Valores do parâmetro (n) segundo a forma da bacia (HEC, 1974)

$$Ac = a t^n \quad \text{para } 0 \leq t \leq 0,5 tc$$

$$Ac = 1-a (1-t)^n \quad \text{para } 0,5tc \leq t \leq tc$$

onde: Ac é a área contribuinte acumulada dividida pela área total; t é o tempo em unidades de tempo de concentração tc ; e n é um coeficiente que varia com a forma da bacia.

Entre as incertezas conhecidas da metodologia, pode-se mencionar que o parâmetro K que representa o tempo médio de esvaziamento do reservatório tem dificuldade para representar o amortecimento do hidrograma de escoamento direto na bacia, especialmente em bacias com grande retardo, devido à impossibilidade de representar com um único parâmetro a complexidade de processos que acontecem na bacia. No entanto, é difundido o uso da metodologia devido à inexistência de dados que justifiquem o emprego de metodologias mais exatas.

b) Hidrograma Unitário Triangular do SCS

O método do Hidrograma Unitário Triangular do SCS (HU-SCS), descrito no National Engineering Handbook (SCS, 1985), é um hidrograma adimensional (Figura 2.6), resultante da análise de um grande número de bacias nos Estados Unidos

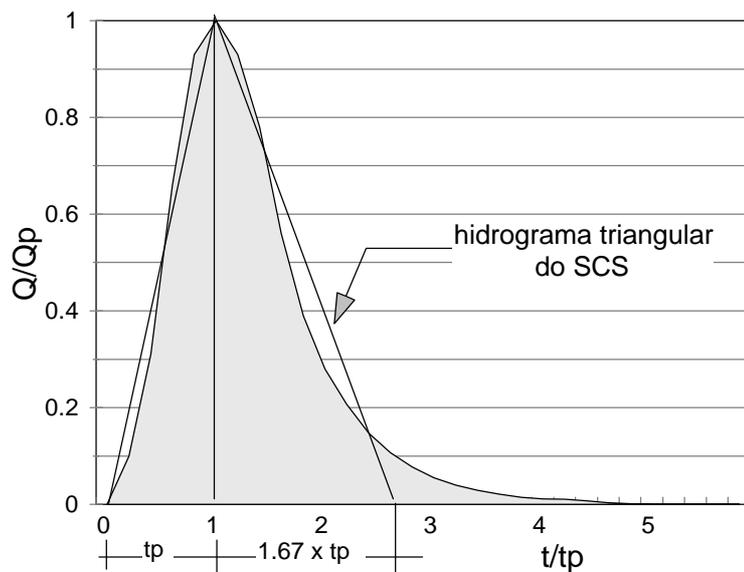


Figura 2.6 - Hidrograma Unitário Triangular do SCS (Porto, 1995).

Para uma precipitação efetiva de 1cm, sobre a área A, em km² e tempo ao pico t_p , em horas, a equação da vazão de pico fica:

$$q_p = 2,75 * C_p \cdot \frac{A}{t_p} \quad (2.9)$$

sendo

$$C_p = \frac{2}{(1 + t_{rec})} \quad (2.10)$$

$$t_p = \frac{t_R}{2} + 0,6 t_c \quad (2.11)$$

onde t_R é a duração da precipitação em horas e t_c o tempo de concentração em horas.

O hidrograma do SCS utiliza somente um parâmetro, uma vez que o valor do tempo de recessão do hidrograma é constante $t_{rec}=1,67t_p$, o que torna constante o fator de atenuação de pico $C_p = 0,75$. Este fato confere ao método pouca flexibilidade e restringe sua aplicação. Por exemplo, o hidrograma do SCS pode ser inadequado para bacias urbanizadas, com sistemas de drenagem mais eficientes; neste caso os valores de C_p tendem a ser maiores do que 0,75 ($t_{rec} < 1,67.t_p$).

2.5 Incerteza nos parâmetros das metodologias de obtenção do hidrograma de projeto.

Os parâmetros são as variáveis que caracterizam o sistema a ser simulado, sendo que na sua estimativa se manifestam as incertezas nas distintas etapas do dimensionamento da rede de macrodrenagem.

Os principais parâmetros na simulação da drenagem urbana são: área da bacia, rugosidade dos diferentes trechos de canal, área impermeável, tempo de concentração, declividades e coeficiente de escoamento.

A área da bacia tal vez seja o parâmetro de mais fácil estimativa devido à constante atualização dos cadastros e mapas; a declividade, assim como área, pode ser facilmente estimada; a rugosidade dos distintos trechos de rios também é de relativa fácil estimativa devido à abundância de manuais para seu cálculo (embora em muitos casos sejam mal empregados; por exemplo, quando são desconsideradas as perdas localizadas num trecho de canal); a área impermeável numa determinada situação exige maiores cuidados na sua

estimativa, e devem ser obtidos resultados que podem ser caracterizados como “aceitáveis”; No entanto, se registram grandes erros na estimativa da área impermeável para cenários futuro, devido à simplicidade das estimativas da urbanização e complexidade de fatores que a afetam; tanto o coeficiente de escoamento como o tempo de concentração são inquestionavelmente os mais importantes de todos, sendo provavelmente os mais afetados pelos erros na estimativa devido à dificuldade de estabelecimento de relações definidas entre estes parâmetros e as características físicas.

2.5.1 Tempo de concentração (t_c)

Ao longo dos anos, muitas fórmulas foram propostas para a determinação do tempo de concentração. Resulta um problema prático o fato de serem diferentes as estimativas do tempo de concentração obtidas das diversas fórmulas para uma determinada bacia, e as subjetividades envolvidas nas mesmas.

Singh (1988) indicou que a exatidão da estimativa da vazão de projeto é diretamente relacionada com a precisão da estimativa do tempo de concentração. Meynik (1978, apud Singh, 1988) mostrou que variando o tempo de concentração entre a metade e o dobro do seu valor, o pico do hidrograma variava de 1,64 a 0,48 vezes o seu valor, em uma típica bacia australiana de 5km² simulada em forma concentrada. Bondelid *et. al.* (1982) encontraram em um estudo de três bacias no sudeste da Pensylvania (EUA): Quittapahilla, Chickies Creek e Little Mahanoy (infelizmente não deram maiores informações sobre a bacia, a não ser t_c e CN) que até 75% do erro total na estimativa da vazão é devido a erros na estimativa do t_c , na figura Figura 2.7 é indicada qual é a proporção no erro na vazão de pico devida ao t_c .

Ramos (1974, apud RAMOS, 1998) indicou variações de até 30% para mudanças no valor de t_c em 50% em bacias urbanas da cidade de Belo Horizonte-MG, com área de entre 4 e 275 há.

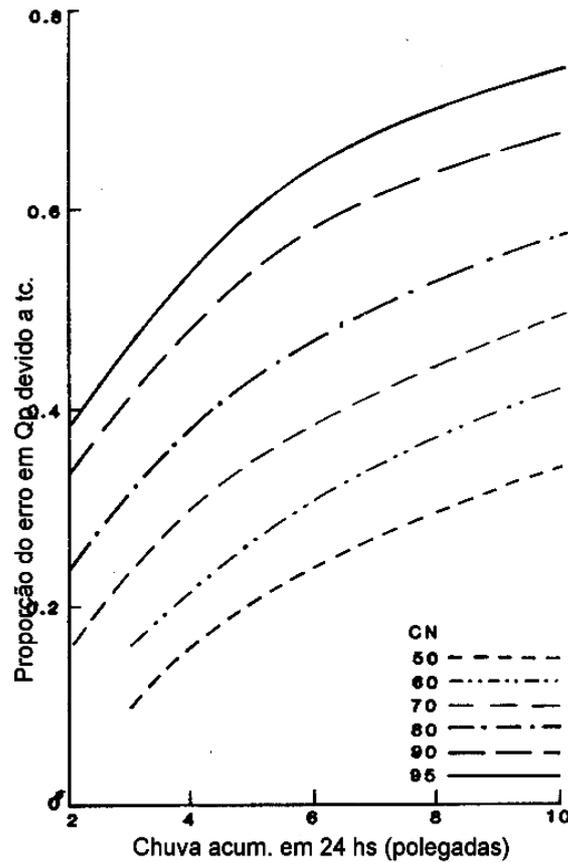


Figura 2.7 – Proporção do erro devido a t_c na vazão de pico (Bondelid, 1982)

Kibler (1982, *apud* Porto *et. al.*, 1993), mostra um exemplo no qual, para a mesma bacia urbana, as diversas fórmulas forneceram valores variando entre 9 e 36 min. As vazões de pico correspondente ($TR=25$ anos) variaram entre 3,3 e 1,8 m^3/s . Titmarsh *et. al.* (1995) calcularam o tempo de concentração para 105 pequenas bacias rurais na Austrália, usando um total de dez fórmulas empíricas, procurando avaliar o efeito da incerteza no tempo de concentração e no valor do parâmetro Curva Número (CN) do método SCS. Os valores de t_c foram obtidos para cada duração crítica, variando iterativamente o valor do t_c nas equações do método até que as vazões de pico observada e calculada fossem iguais. Concluíram assim que os valores derivados de fórmulas de t_c que levaram em conta o grau de impermeabilidade através do CN, estiveram muito próximas entre elas, tendo as outras fórmulas grande dispersão. Porém em ambos casos os valores diferiram dos reais significativamente.

Bertoni (2001) estudou a eficiência de 18 formulações empíricas para a determinação do tempo de concentração, com dados obtidos de 35 eventos registrados em

bacias urbanas de entre 0,6 e 13,6 km² nas cidades de Rafaela e Carlos Paz (Argentina). Bertoni (2001) ajustou uma equação empírica para obtenção do *tc* aos dados, concluindo que na consideração unicamente do ajuste, as incertezas nos parâmetros da equação ajustada foram relativamente baixas; ao introduzir a variabilidade das estimativas do *tc* dentro da análise, as incertezas foram significativas. Na análise dos dados apresentados por Bertoni pode-se indicar que provavelmente a grande incerteza envolvida na estimativa de *tc* a partir dos dados medidos esteja relacionada às diferenças de tamanho das bacias analisadas, e a baixa quantidade de eventos em alguma delas.

O próprio Bertoni (2001) acrescenta ainda, que o uso das equações para estimativa do *tc*, fora do intervalo de valores usados na sua determinação, questiona altamente a qualidade dos resultados obtidos.

É interessante destacar que os valores obtidos por Bertoni (2001) foram similares aos apontados por Meynik (1978).

Em um outro estudo, Cheveraux *et. al.* (1978), afirmam que não é necessário reproduzir fielmente o retardo e a forma dos hidrogramas das sub-bacias elementares (sub-bacias da bacia urbana estudada, na ordem de 0,3 km²), porque eles são da ordem de minutos, e os efeitos do erro resultam minimizados numa chuva de 30 minutos, usualmente empregada no dimensionamento da rede de macrodrenagem. No entanto, para assegurar que os cálculos resultantes sejam independentes de erros no tempo de concentração e tempo de base, é necessário que:

- O erro no tempo de base dos hidrogramas elementares seja pequeno se comparado com a duração da precipitação;
- O erro no tempo de concentração seja pequeno se comparado com o tempo de propagação das vazões na rede de drenagem.

Na análise da incerteza sobre o parâmetro *tc*, pode resumir-se que todos os autores mencionados indicaram a existência de grandes diferenças na estimativa indireta do tempo de concentração por distintas metodologias. A principal razão é que poucas delas logram a estimativa correta do parâmetro fora das regiões para as quais foram desenvolvidas.

2.5.2 Coeficiente de escoamento.

Na opinião de vários autores (Cheveraux *et. al.* (1978)) o “coeficiente de escoamento” é, tal vez, o parâmetro de maior importância na caracterização do hidrograma de projeto, devido ao fato de estimar a precipitação efetiva, ou seja a parte da precipitação que gera escoamento superficial.

As duas metodologias mais usadas em Porto Alegre na estimativa da precipitação efetiva são o Método Racional e o Método da Curva Número (SCS) . Devido às deficiências do primeiro para caracterizar a distribuição temporal da chuva, é vantajoso o uso da segunda metodologia na macrodrenagem.

Segundo Ponce e Hawkins (1996), o método SCS apresenta as vantagens de ser um método simples, de fácil utilização, de aplicação freqüente em vários países, e baseado na estimativa de um único parâmetro, amplamente tabulado. No entanto, tem as seguintes desvantagens:

- Marcada sensibilidade ao valor do parâmetro CN, particularmente para baixos CN e/ou chuvas pequenas, onde pequenas variações no parâmetro ampliam varias vezes a vazão;
- A maiorias das tabelas de CN existentes são baseadas em regiões dos Estados Unidos, não levando em conta características próprias de outras realidades;
- Fixação da abstração inicial em 0,2 da retenção potencial, que, se por um lado reduz o número de parâmetros, por outro diminui a representatividade do modelo (esta última desvantagem é praticamente insignificante para valores de vazão elevados de CN, como os correntemente usados no dimensionamento da macrodrenagem).

Um dos primeiros trabalhos sobre a sensibilidade da saída do modelo SCS à variação do CN foi de Hawkins (1975), que aplicou alternativamente uma variação de $\pm 10\%$ ao valor da altura da chuva e depois ao CN, concluindo haver uma maior dependência dos resultados do valor do CN, especialmente no início da chuva. Em outras palavras, introduzindo erros percentuais iguais na chuva e no CN, há mais peso no resultado final os erros devido ao CN. O próprio Hawkins (1984), *apud* Ramos (1998), analisou 110 bacias hidrográficas, predominantemente rurais, comparando os valores de CN estimados a partir das observações com os determinados através das tabelas,

verificando a baixa correlação entre eles, indicando, portanto, a necessidade de novos estudos ou provavelmente melhor caracterização do uso do solo.

Bondelid *et. al.* (1982), avaliaram a sensibilidade da saída do modelo SCS à variações do CN mediante uma análise de primeira ordem, concluindo que a sensibilidade do modelo às variações do CN decresce conforme a quantidade de chuva aumenta (Figura 2.8). Na mesma figura é possível observar, por exemplo, que para cada incremento unitário no valor de CN tem-se uma variação de 5% na vazão de pico para uma chuva de 6 polegadas e CN inicial de 80.

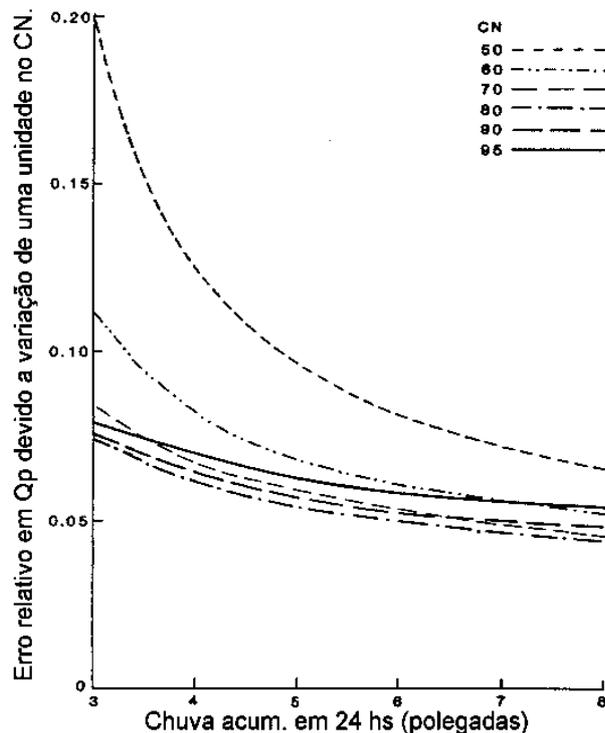


Figura 2.8 – Sensibilidade da metodologia da curva número a variações de CN (Bondelid, 1982)

Haan e Wilson (1991) *apud* Ramos (1998), avaliaram as incertezas na modelagem hidrológica relacionadas à estimativa de parâmetros, e concluíram que a variação de 1% no valor de CN no método da Curva Número resulta em uma variação de 4,5% na vazão de pico, quando os outros parâmetros eram mantidos constantes.

Titmarsh *et. al.* (1995) mostraram que o parâmetro CN pode variar segundo diversos outros fatores, além do tipo e uso do solo. Os autores concluíram, a partir da análise de frequência de dados de precipitação e de vazão de 105 bacias rurais que o tempo de retorno e o método de estimativa da duração da precipitação de projeto utilizados nos cálculos têm grande influência nos valores obtidos do parâmetro. No

mesmo trabalho, os autores indicam que os valores de CN obtidos empiricamente mostraram-se significativamente diferentes dos estimados a partir das tabelas da literatura, tendo particularmente grandes diferenças na reprodução da vazão de pico.

Pedrosa (1996) num estudo de sensibilidade da vazão de pico e volume escoado a variações percentuais do parâmetro CN em Tabuleiro dos Martins/Maceió-AL, concluiu a alta sensibilidade da metodologia do SCS às mudanças no valor do CN, e ao igual que Titmarsh *et. al.* (1995), indicou a diminuição da sensibilidade com o aumento do tempo de retorno da chuva.

Germano e Tucci (1995) estudaram valores de CN em 24 bacias urbanas brasileiras, e concluíram que esses valores não se afastavam de forma significativa daqueles que seriam estimados para as bacias estudadas caso fossem empregadas as tabelas encontradas na literatura.

Ramos (1998), analisou a metodologia da Curva Número e outra derivada do método racional para estimativa da vazão de projeto. A metodologia da Curva Número apresentou menores vazões que a metodologia derivada do método racional, e maior facilidade para estimativa dos parâmetros, mas indicou também a importância da estimativa prudente dos parâmetros do SCS devido à sensibilidade da metodologia ao parâmetro.

Cheveraux *et. al.* (1978) estudaram o efeito na mudança de forma do hidrograma (mudança da posição do pico e do tempo de base) e da área do hidrograma (mudança do coeficiente de escoamento) em cada uma das sub-bacias em que se dividió a bacia analisada, na vazão simulada num ponto de uma rede de drenagem fictícia. Incrementos de até 25% na posição da vazão de pico, ou reduções de 20 a 16 minutos no tempo de base (volume total do hidrograma não modificado) nas sub-bacias simuladas, não tiveram impacto substancial na vazão ou nos níveis d'água. No entanto, um incremento do 20% no coeficiente de escoamento gerou grandes diferenças nas vazões e níveis na porção final do sistema.

Em resumo, pode-se concluir que embora o CN seja um parâmetro bastante utilizado, pela relativa facilidade de sua determinação através de características físicas das bacias; essa mesma facilidade para adoção do parâmetro conspira contra a qualidade das

soluções, sendo que diversos autores indicaram alta sensibilidade da metodologia da Curva Número às diferenças no valor do CN.

Em resumo, quantificar as incertezas envolvidas na estimativa deste parâmetro pode significar grandes aumentos na confiabilidade das soluções, e conseqüentemente reduções nos custos envolvidos.

2.6 Metodologias de estudo da incerteza

A variabilidade natural dos sistemas, os processos hidrológicos; e a deficiência para caracterizá-los, geram o ambiente ideal para o florescimento da incerteza. Portanto, é necessário quantificar, e tentar diminuir, o impacto dessa incerteza nos resultados obtidos na simulação hidrológica.

No seu trabalho “Parametric Uncertainty in Hydrologic Modeling”, Haan (1989), adverte que as saídas dos modelos são estimativas incertas, ainda que sejam obtidas estimativas pontuais de alguma variável, freqüentemente existe considerável incerteza, que não é reconhecida nem incorporada dentro da análise dos sistemas hidrológicos. Sobre a mesma questão, Lei e Schilling (1994) indicam que a incerteza na saída do modelo baseia-se nos níveis de incertezas conhecidos na origem, o qual, na maioria dos casos, resulta de difícil de precisar.

Segundo Haan (1989) A incerteza tem três origens:

Nos dados de entrada: as variáveis meteorológicas, de escoamento e as características físicas do sistema hidrológico estão sujeitas a erros de medição e de natureza aleatória, com uma incerteza peculiar associada às leis de probabilidade. Os erros de medição, podem ser classificados em: falta de precisão, rede de apoio inadequada, erro na transmissão dos dados, na aferição dos aparelhos, e o fator humano na leitura ou transferência dos dados. Já as variáveis têm uma incerteza relativa à sua aleatoriedade temporal e espacial, que introduz uma larga gama de incerteza no próprio processo físico de geração do escoamento.

Por exemplo, o registro da precipitação sobre uma bacia geralmente é feito somente num ponto da mesma, gerando incerteza sobre o valor areal da

precipitação. O exemplo indica a variabilidade natural inerente aos fenômenos meteorológicos, que muitas vezes são modelados como processos determinísticos, sem considerar a componente aleatória que forma parte da sua resposta global.

Na estrutura do modelo: um modelo matemático é uma representação de um processo natural, físico, químico, *etc.* A descrição matemática pode consistir de equações, gráficos, tabelas e expressões lógicas. Sendo o modelo uma representação do sistema real, a simplificação é inevitável, aparecendo então as incertezas. Cada modelo desenvolvido tem um fim determinado, para o qual imagina-se que as incertezas são reduzidas até um ponto aceitável. No entanto, mesmo num modelo livre de incertezas próprias do mesmo, ainda existe a questão das incertezas naturais.

Nos parâmetros: tem origem na limitada representatividade dos dados, imperfeições na estrutura do modelo, e inadequações nas técnicas para sua estimativa. Quanto mais simplificado o modelo, ou limitados os dados, maior a necessidade de ajuste dos parâmetros. Segundo Gaume *et. al.* (1998) incertezas serão associadas com qualquer predição feita com o modelo calibrado, para eventos com padrões diferentes aos usados na calibração.

A incerteza nos parâmetros engloba outras fontes de incerteza devido ao fato de se tentar compensar, na estimativa dos parâmetros, *modelos incompletos, informação incompleta e técnicas inadequadas de estimativas dos parâmetros.*

Considerando o valor verdadeiro, as estimativas tenderão ao mesmo, quanto maior for a quantidade de informação usada na estimativa dos parâmetros. Por esta razão, a estimativa dos parâmetros deve ser tratada como variável aleatória, dado que seus valores dependem de dados observados, os quais são outras tantas variáveis aleatórias ou funções de variáveis aleatórias (Dos Santos, 1998).

A amplitude dos intervalos de confiança dos resultados, obtidos a partir da análise de incerteza, demonstra o grau de incerteza associada aos parâmetros, e como indica Haan (1989), pode servir como uma medida da validade ou utilidade de um modelo.

Por sua vez, Beven (1993) conclui que dadas as diferenças em medições e escalas das variáveis e parâmetros, é muito difícil que a modelação do sistema seja correta mediante uma simples calibração. Além disso, o efeito da incerteza é raramente levado em conta nas simulações chuva-vazão, admitindo como causa a falta de base teórica para levar em conta esses cálculos nos modelos altamente não lineares.

Finalmente, Gaume *et. al.* (1998), no estudo de qualidade de água em Quebec (Canadá), mostraram que apesar de um bom ajuste entre os valores medidos e simulados, que teriam satisfeito qualquer usuário de um modelo P-Q, a calibração deveria ser considerada como um fracasso, já que as incertezas nos parâmetros permaneceram grandes. Uma análise baseada em uma comparação entre o modelo e os dados medidos, mostrou que as informações contidas nos dados registrados eram pobres e carentes de variedade, para simultaneamente calibrar todos os parâmetros do modelo proposto; um clássico exemplo de GIGO (garbage in, garbage out).

2.6.1 Métodos de propagação da incerteza paramétrica.

Os parâmetros dos modelos representam processos ou abstrações distintas dentro do sistema: cada um deles, geralmente com o valor exato desconhecido, e até com dificuldade para a sua determinação direta. Conseqüentemente, os valores dos parâmetros podem ser considerados como variáveis aleatórias. Uma função de densidade de probabilidade pode então ser usada como medida estatística da incerteza (isto é, a probabilidade do desvio do valor esperado).

Os métodos de análise de propagação da incerteza podem também indicar qual parâmetro deve receber maior esforço na sua estimativa, além de dar uma indicação sobre a robustez do modelo.

A seguir são descritas algumas das metodologias utilizadas para quantificar as incertezas existentes no dimensionamento de uma rede de drenagem urbana.

a) Análise de primeira ordem

Nas palavras de Chow *et. al.* (1994), a análise de incerteza de primeira ordem é um procedimento para estimar a variabilidade esperada de uma variável dependente (por

exemplo, Q), calculada como uma função de uma ou mais variáveis independentes. Em outras palavras, é uma estimativa da média e desvio da variável dependente (saída do modelo), como função da média e do desvio associadas com cada variável independente.

A técnica requer a avaliação de todas as derivadas parciais da variável dependente com relação às variáveis independentes; adicionalmente, as hipóteses inerentes à análise de primeira ordem (linearidade do sistema, tipo da distribuição de saída) podem causar estimativas errôneas do comportamento da saída do modelo.

b) Análise aleatória.

Na análise da incerteza mediante técnicas aleatórias, o método mais conhecido é o de Monte Carlo. Na metodologia é estimada a incerteza no cálculo da vazão de saída do modelo $Q(t)$ em função das incertezas dos parâmetros. Para realizar a estimativa é seguido o seguinte procedimento (Tucci, 1998):

- i) ajuste a partir das amostras de dados $Q(t)$, $P(t)$, $E(t)$ dos parâmetros do modelo;
- ii) para cada parâmetro tem-se um conjunto de valores (um para cada estimativa), aos quais ajusta-se uma distribuição estatística (caso de correlação entre parâmetros se deve ajustar uma distribuição bi-variada, que considera a correlação dois a dois entre os parâmetros do modelo);
- iii) gerando k números aleatórios (número suficientemente grande para que a resposta não se altere), e utilizando a distribuição ajustada a cada parâmetro, obtemos k valores de $Q(t)$ para uma determinada entrada;
- iv) ajustando os valores de $Q(t)$ com uma distribuição de probabilidades, o valor esperado e o intervalo de confiança com um nível de significância α podem ser achados.

c) Análise de sensibilidade

Nesta metodologia, um parâmetro específico é perturbado, observando a sensibilidade da saída do modelo com relação à perturbação. Basicamente, esta metodologia é uma aproximação do tipo *uma variável por vez*, servindo portanto, de

indicação dos parâmetros mais relevantes. A informação assim obtida é particularmente útil se o analista quer reduzir as dimensões de um modelo multidimensional.

Outras variações da metodologia, permitem considerar a correlação das variáveis de entrada e as possíveis combinações entre elas.

d) Outras formas de caracterização da incerteza.

Outra forma de caracterização da incerteza, seria a proposta pelo teorema Bayes (Benjamin e Cornell, 1970) que indica a probabilidade de ocorrência de um *efeito A causado* por um evento B. A probabilidade $P(B_i)$ é chamada de probabilidade *a priori* das *causas* B_i .

Embora seja uma ferramenta possivelmente mais poderosa no tratamento da incerteza que as mencionadas nos itens anteriores, não será usada neste estudo porque existe grande dificuldade na prática para a determinação numérica da probabilidade *a priori*.

3. Metodologia.

3.1. Introdução.

Neste estudo foi testada a sensibilidade de algumas metodologias de projeto usadas na macrodrenagem urbana, à variação de seus parâmetros. A vazão e o custo da rede de macro-drenagem foram usados como medida da sensibilidade.

Sobre o parâmetro mais sensível, determinado na análise de sensibilidade, foram realizadas verificações mais detalhadas.

Os modelos avaliados foram:

- Método dos blocos alternados na determinação da chuva de projeto;
- Da “Curva Número” do SCS para determinação da precipitação efetiva;
- Métodos de Clark e Hidrograma Unitário Triangular (SCS) para a propagação de vazão;

Na Figura 3.1 é apresentada uma visão geral da metodologia aplicada.

O processo de avaliação da incerteza começa com a definição dos valores característicos dos parâmetros das metodologias escolhidas, para um determinado cenário de ocupação da bacia. Estes valores característicos foram denominados “de referência” pois serão considerados como os valores de base na comparação.

Por conveniência, os valores de referência para cada sub-bacia foram idênticos os utilizados na Bacia do Arroio da Areia no Plano Diretor de Drenagem Urbano de Porto Alegre. Na primeira etapa do trabalho ou etapa de análise da sensibilidade das

metodologias a mudanças no valor dos parâmetros (linha pontilhada simples na figura 3.1) o cenário de referência analisado foi o de impermeabilidade média, que corresponde ao cenário atual de ocupação da bacia.

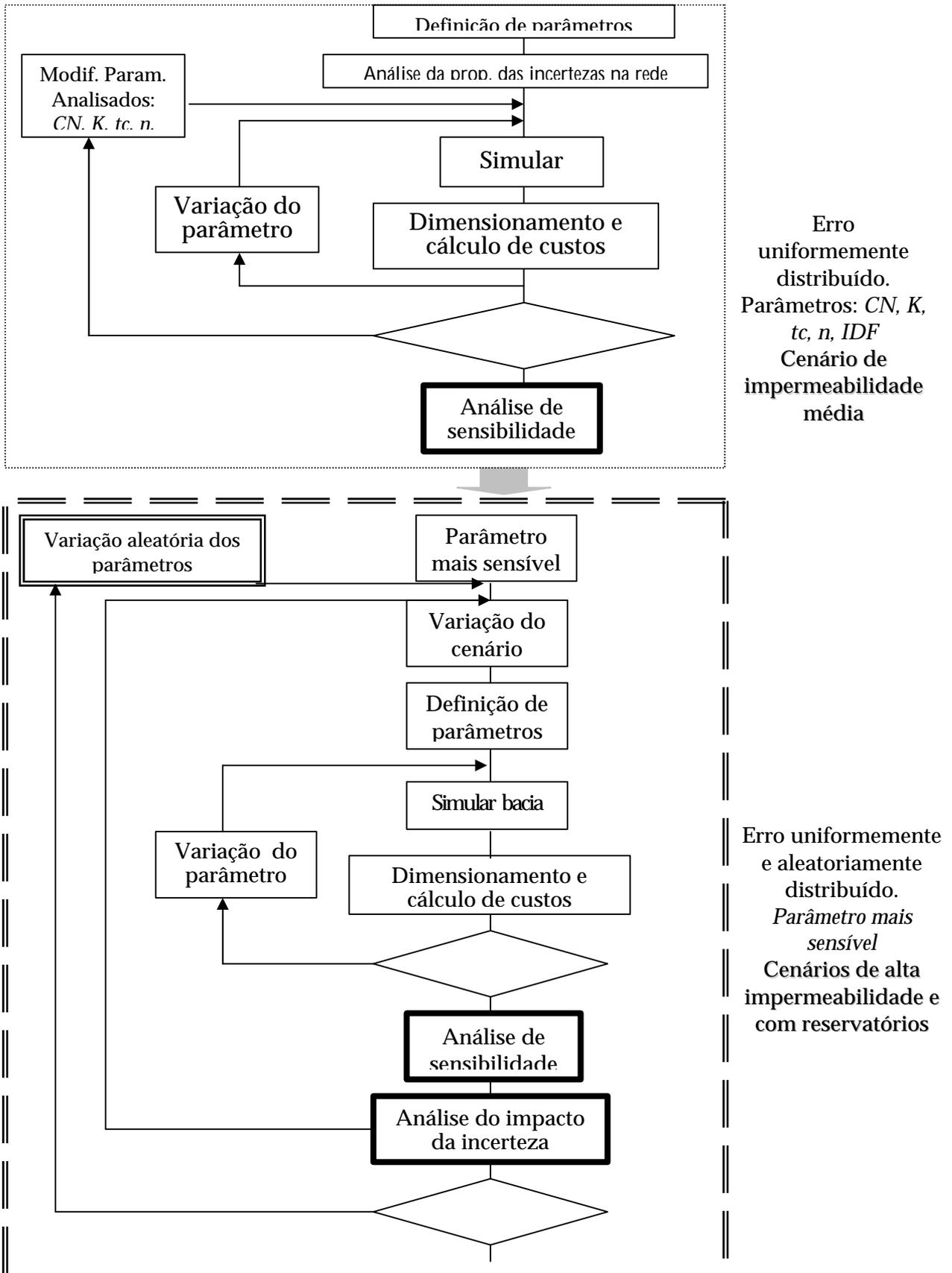


Figura 3. 1-Fluxograma da metodologia aplicada.

Definidos os parâmetros de referência, foi realizada a análise da forma em que as incertezas propagam-se na rede de drenagem imediatamente a jusante da sub-bacia analisada, pois o impacto na vazão e no custo de variações no valor dos parâmetros não termina nos limites da bacia. Esta análise permite dar maior generalidade ao estudo pois estende os resultados da análise realizada neste estudo além dos limites da bacia.

Posteriormente a bacia foi simulada (simulação chuva vazão e propagação da vazão nos canais) utilizando os parâmetros de referência para o cenário de impermeabilidade média. Propagada a vazão, a rede de macrodrenagem foi dimensionada através de um método iterativo: inicialmente era sugerido um valor de tubulação ao sistema e realizada a propagação da vazão buscando iterativamente a dimensão ótima da tubulação comercial (que permita escoar a vazão a superfície livre). A partir das dimensões resultantes deste processo foi estabelecido o custo da rede.

Terminado o dimensionamento inicial, escolheu-se um dos parâmetros da metodologias analisadas (CN, t_c , n (Clark), k (Clark), etc), e variando o mesmo uniformemente a partir do valor de referência (sempre no cenário de impermeabilidade média) foram realizadas diversos ciclos de simulação e dimensionamento. Os intervalos de variação para cada um dos parâmetros também foram adotados em função de recomendações da literatura (Singh, 1988; Hawkins, 1975).

Entende-se por “variação uniforme” à mudança no valor de cada parâmetro na mesma proporção na totalidade do sistema simulado. Embora não reflita o que acontece na realidade, onde os erros cometidos na estimativa de um parâmetro variam para cada sub-bacia, serve como indicação do parâmetro mais relevante da simulação;

Repetiu-se o procedimento para cada um dos outros parâmetros, até completar a os ciclos de simulação e dimensionamento.

O passo seguinte consistiu na análise dos valores de vazão de pico (ou vazão máxima) e do custo da rede, correspondentes à variação experimentada por cada um dos parâmetros, de forma de estimar o parâmetro *mais sensível*.

A seguir, sobre o parâmetro mais sensível foram realizadas novas análises (esta etapa encontra-se ressaltada com linhas tracejadas duplas na figura 3.1):

- Análise da sensibilidade com os parâmetros uniformemente distribuídos a partir de outros cenários, diferentes valores de referência e outras características da rede (rede com reservatórios de detenção e caso de ampliação da rede existente);
- Cálculo do impacto da incerteza no custo da rede, estimado como o valor a ser gasto para corrigir deficiências caso a rede fosse projetada com valores de parâmetros errados. Se o erro no parâmetro significa subestimativa da vazão, foi computado o custo de adicionar capacidade na rede ou capacidade nos reservatórios para absorver a vazão não computada; ou no caso de superestimativa da vazão, o gasto desnecessário na maior tubulação.
- Análise do erro no parâmetro distribuído em forma aleatória dentro dos intervalos de variação adotados; desta forma têm-se uma estimativa mais provável do impacto da incerteza na vazão e custo da rede.

3.2 Estimativa do custo.

Neste item é indicada resumidamente a forma em que foram estimados os custos. No anexo A são apresentados indicadores econômicos e detalhes construtivos dos elementos usados na caracterização dos custos da rede.

O custo das tubulações da rede foi calculado considerando que no dimensionamento as tubulações comerciais circulares seriam utilizadas até um diâmetro de 1,50m. Para capacidades maiores foram utilizadas galerias retangulares pré-fabricadas até a capacidade equivalente a uma galeria de 1,7mx1,7m; Para capacidades superiores galerias construídas *in loco*. As galerias, exceto quando indicado têm as suas dimensões variando de 5 em 5 cm (Por exemplo as medidas poderiam ser 1,5 – 1,55 – 1,60m). A forma de estimativa do custo apresentada anteriormente é utilizada pelo DEP- Porto Alegre nos projetos de drenagem urbana.

Na estimativa do custo considerando o dimensionamento mencionado acima, e devido ao escalonamento comercial das tubulações, podem acontecer duas situações extremas. Na Figura 3.2 estão esquematizadas os dois tipos de situação para dois condutos circulares de diâmetro comercial contíguo quaisquer da rede. É interessante

notar que os diâmetros comerciais contíguos têm uma diferença de 60% na capacidade hidráulica.

Os tubos inicialmente podem encontrar-se no limite inferior de sua capacidade (vale dizer que se por dimensionamento fosse necessário um tubo de 0,65m, necessariamente pelo escalonamento devia ser colocado um tubo de 0,80m, existindo grande capacidade para absorver o aumento de vazão sem necessidade de trocar a tubulação), onde teríamos uma situação de “capacidade ociosa”.

Pode também acontecer a situação inversa, em que a tubulação existente esteja dimensionada no limite de sua capacidade, ou seja qualquer pequeno aumento de vazão requer automaticamente a substituição da tubulação por uma de maior capacidade.

Como entre ambas situações existem infinitas combinações de dimensionamento, a passagem de uma dimensão de tubulação comercial a outra resulta em um processo altamente aleatório.

Em bacias pequenas, o efeito da capacidade ociosa pode distorcer os resultados. Para evitar a distorção nos casos em que ela acontece, também foi utilizado o custo determinado a partir de uma função contínua, que não leva em conta o escalonamento comercial, de forma de obter uma espécie de “valor esperado do custo”. Embora o custo determinado por uma equação contínua subestima os custos reais (item 5.3.2), ele representa bem as variações relativas (diferenças entre o valor em análise e o valor base).

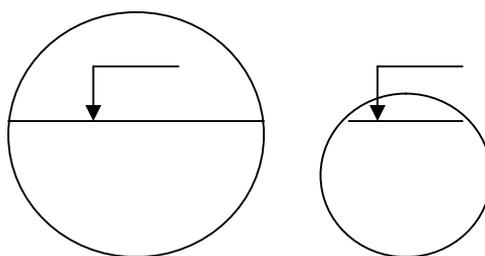


Figura 3. 2 - Detalhe da posição da superfície d'água.

3.3 Informação sobre propagação da incerteza na rede imediatamente a jusante das sub-bacias.

O procedimento visa obter a informação sobre qual é a extensão da rede a jusante que está sendo influenciada pela vazão gerada nas sub-bacias, e em que forma isto acontece.

A influência a jusante foi investigada a partir de perturbações no valor da vazão de pico em cada uma das sub-bacias, tentando quantificar qual é a atenuação da vazão de pico e a que distância ocorre, para uma determinada variação original.

Inicialmente foi analisada a influência na vazão e no custo da rede introduzida por distintas variações na vazão de pico e no volume escoados em uma sub-bacia de simulação (unidade de simulação), mantendo nas demais as vazões de pico constantes. Foram analisados os impactos produzidos pelas sub-bacias A1 e A2 (Figura 3. 3).

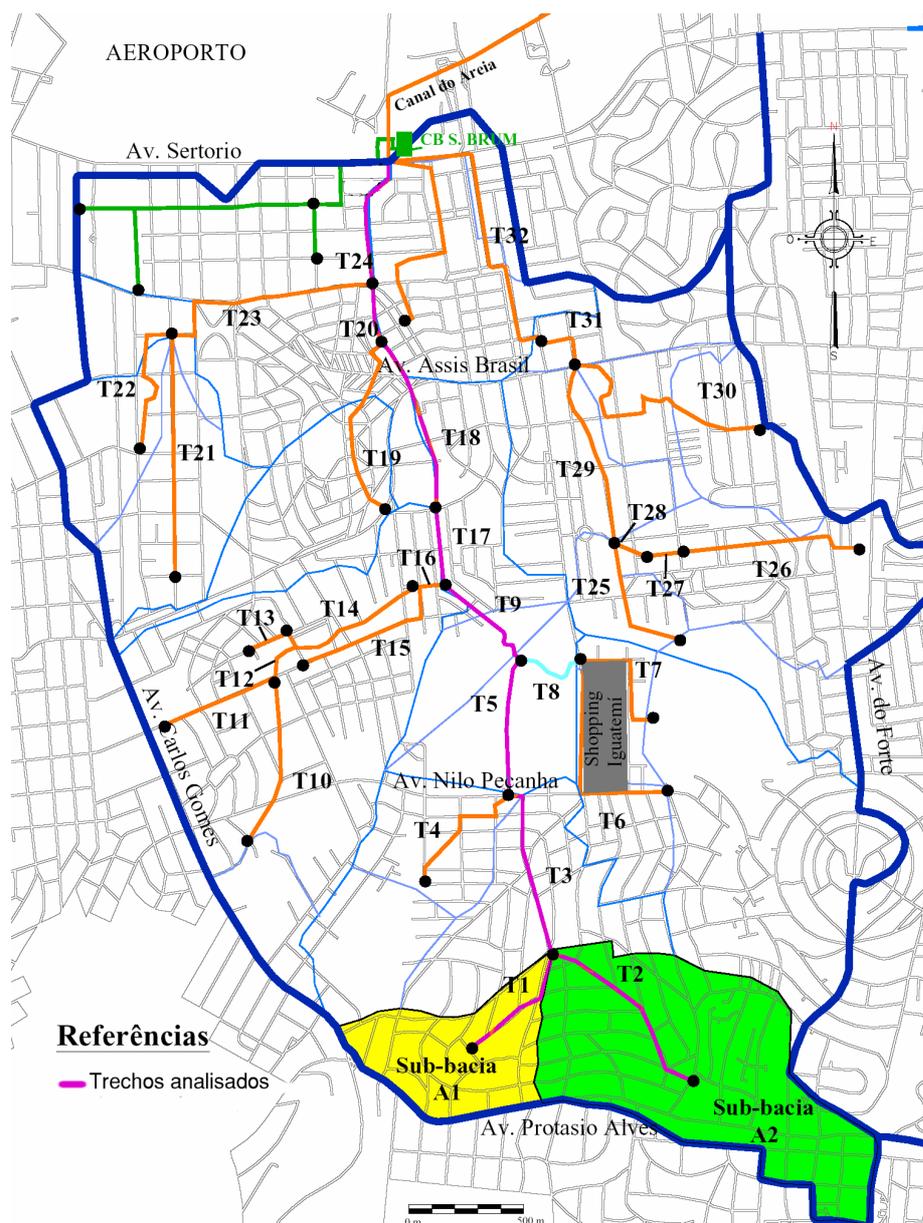


Figura 3. 3- Sub-bacias A1 e A2 e trechos analisados.

Posteriormente foram realizadas simulações similares às anteriores, introduzindo perturbações em conjuntos de sub-bacias (uma sub-bacia de análise –item 4.4- de cada

vez), de forma a avaliar a influência que as sub-bacias têm sobre a vazão (e custo) da rede imediatamente a jusante do conjunto de sub-bacias analisadas.

Os efeitos de cada sub-bacia de análise foram superpostos de forma de obter qual a influência de cada uma delas para cada trecho do curso principal.

A análise anterior foi repetida mudando a declividades das tubulações, de forma de estabelecer padrões de comportamento.

Como foi usada a metodologia de propagação de vazão de Muskingum-Cunge, foi possível considerar sem muito erro a superposição linear de efeitos (cada sub-bacia contribui linearmente ao escoamento total). No entanto, é de destacar, a não validade de aplicação da metodologia de Muskingum-Cunge em regiões planas, onde existem efeitos de jusante consideráveis (Por exemplo, neste caso a vazão pode ser resultado de refluxo de água).

3.4 Análise de sensibilidade.

A análise de sensibilidade procura encontrar o parâmetro mais sensível das metodologias analisadas, e posteriormente realizar pesquisas mais detalhadas sobre o mesmo.

O procedimento pode ser dividido nas seguintes etapas:

- 1) Análise da sensibilidade da saída do modelo com relação a uma perturbação uniforme de cada um dos parâmetros de referência, para um cenário de média impermeabilidade (aproximadamente 45% de área impermeável, $CN_{\text{médio}} \approx 83$);
- 2) Sobre o parâmetro mais sensível (determinado na etapa anterior) foram realizados os seguintes estudos complementares:
 - a) Análise da sensibilidade no sistema para um cenário de alta impermeabilidade (não foi analisado um cenário de baixa impermeabilidade, pois é uma situação difícil de acontecer nas cidades brasileiras);
 - b) Análise da sensibilidade do sistema quando são utilizados reservatórios de detenção;

- c) Variação da forma de análise do custo, observando o comportamento e a sensibilidade sob distintos padrões de custo;
- d) Determinação do impacto das incertezas no custo da rede. Conforme comentado, isto significa o cálculo do investimento necessário para adicionar capacidade à rede no caso em que a sua capacidade fora subestimada no projeto, ou o custo das obras desnecessariamente realizadas no caso do seu sobredimensionamento;
- e) Consideração da variação aleatória do parâmetro (explicado no item 3.6).

Para o presente estudo adotou-se a definição de incerteza, apresentada por Kundzewicz (1995), que definiu incerteza como a diferença entre o valor correto ou de referência, e o valor simulado.

3.4.1 Variação uniforme dos parâmetros.

Na variação percentual uniforme do valor de cada parâmetro foi assumido que o erro cometido na estimativa de um parâmetro é o mesmo para todas as sub-bacias. Esta simplificação permite obter uma idéia aproximada da magnitude das incertezas envolvidas, e conseqüentemente, centrar os esforços sobre os parâmetros mais relevantes.

Adotar uma variação uniforme dos valores quer dizer que, dentro dos limites de variação dados a cada parâmetro, foram realizadas simulações com os valores de referência de todas as sub-bacias afetados da mesma variação percentual em cada simulação. Observou-se a sensibilidade das vazões e o custo da rede às variações do parâmetro. Por exemplo, o parâmetro CN foi aumentado 10% para todas as sub-bacias e isso significou X% e Y% de aumento na vazão de pico e no custo.

A adoção dos intervalos de variação dos parâmetros leva em conta tanto os possíveis erros na estimativa, como a deficiência da informação. Por exemplo: de nada servem tabelas de CN perfeitamente adaptadas à região, se a estimativa da ocupação e impermeabilidade futura estiver errada, seja por mudanças nas características da urbanização (ganhos ou perda de ritmo de urbanização) ou preferências da população no estilo construtivo.

Os indicadores da sensibilidade das metodologias testadas foram a vazão de pico ($Q_{\text{máx}}$) e o custo da rede de macrodrenagem. Os valores são apresentados em forma relativa, ou seja para uma determinada percentagem de variação do parâmetro, se determina a variação de $Q_{\text{máx}}$ e custo com relação aos valores obtidos na simulação de referência.

O uso da vazão de pico ($Q_{\text{máx}}$) como indicador da sensibilidade à variação de um parâmetro, permite obter um valor de fácil entendimento pelos hidrólogos, independentemente das técnicas construtivas, materiais e custos unitários praticados no local. O custo da rede é um outro indicativo importante da sensibilidade, pois constitui uma forma de intercâmbio de informação com profissionais de outras áreas, principalmente economistas e tomadores de decisão, com a finalidade de sensibilizar os mesmos sobre os custos envolvidos, tanto na aquisição de dados, como nos erros causados pela falta de dados.

Analisou-se os seguintes parâmetros variados uniformemente:

- *Tempo de concentração* nas metodologias de propagação do escoamento superficial do SCS (Hidrograma Unitário Instantâneo) e Clark;
- *Parâmetros de propagação no reservatório*, no método de Clark;
- *Parâmetros de forma do HTA sintético*;
- *Posição do pico da chuva*, na distribuição temporal da chuva;
- *CN* no método da “Curva Número” (SCS);
- *IDF* usada no cálculo.

Estes parâmetros apresentaram-se, de acordo com a literatura, como os fatores de maior peso no cálculo do hidrograma de projeto, para as metodologias analisadas.

a) Variação do tempo de concentração (t_c)

De acordo com Singh (1988), e baseado nos resultados de Meynink (1978, *apud* Singh), o intervalo de variação usual das estimativas com equações empíricas do tempo de concentração, é entre a metade e o dobre do valor de referência. Os resultados obtidos por Bertoni (2001) nas cidades argentinas de Rafaela e Carlos Paz, sendo a segunda de bastante

similaridade com Porto Alegre, confirmam os valores de Singh. De esta forma foi adotado um intervalo de variação para os valores do tempo de concentração, de entre 0,5 e 2 vezes o valor de referência.

b) Variação do parâmetro de propagação no reservatório (k).

O parâmetro do reservatório (K) teve sua variação definida em função do tempo de concentração devido à constatação da existência de uma relação entre K e tc .

Doodge (1955, *apud* Tucci, 1998) utilizou os dados de O’Kelly de 10 bacias de Irlanda com área variando entre 56 e 366 milhas quadradas e obteve as seguintes relações:

$$T = 1,75 \frac{A^{0,41}}{S^{0,17}} \quad (3.1)$$

$$K = 1,75 \frac{A^{0,23}}{S^{0,70}} \quad (3.2)$$

onde : T é o tempo de concentração; K o parâmetro do reservatório na metodologia de Clark, A é a área e S é a declividade em partes por 10000.

Da relação entre a equação 3.1 e a equação 3.2 tem-se a primeira relação estabelecida:

$$K = 46,14 A^{0,18} S^{0,53} tc \quad (3.3)$$

Uma outra relação entre ambos valores surge do estudo dos resultados obtidos por Germano (1997), na calibração do modelo IPH II para bacias urbanas brasileiras (Tabela 3.1)

Tabela 3. 1 – Resultados obtidos por Germano, 1997.

| Bacia | Tc (unidades de Δt) | K (unidades de Δt) | K/tc | Condições |
|---------------------|------------------------------|-----------------------------|-------------|---------------|
| C. Portugal | 3 | 8 | 2,67 | R |
| Saint Hilaire | 5 | 20 | 4,00 | R, P |
| Bela Vista | 1 | 0,5 | 0,50 | U, AD |
| Arroio Meio | 1 | 0,5 | 0,50 | SU, AD |
| B. Carvalho | 2,5 | 2,4 | 0,96 | SU, AM |
| Cascatinha I | 1,4 | 1 | 0,71 | U, IAM |

| Bacia | Tc (unidades de Δt) | K (unidades de Δt) | K/tc | Condições |
|----------------------|------------------------------|-----------------------------|-------------|---------------|
| Cascatinha II | 3 | 1,5 | 0,50 | U, IAM |
| Mathias | 4 | 2,4 | 0,60 | SU, DV |
| Jaguarão | 6 | 10 | 1,67 | SU, EL |
| Prado Velho | 7 | 2,5 | 0,36 | U, ER |
| A. Camargo | 2 | 6 | 3,00 | U, IAM |
| Gregório | 3 | 1,5 | 0,50 | U, IAM |
| Carapicuíba | 8 | 12 | 1,50 | U, ER |
| C. de Cima | 2 | 1,8 | 0,90 | SU |
| Tiquatira | 6 | 2,2 | 0,37 | U, IBM |
| Jaguaré | 2 | 8 | 4,00 | U, ER |
| Ipiranga | 3 | 1,4 | 0,47 | U |
| Á. Espriadas | 6 | 2 | 0,33 | U |
| Vermelho | 8 | 1,6 | 0,20 | U |
| Pirajussara | 5 | 5 | 1,00 | UF |
| Meninos | 3 | 4,2 | 1,40 | U |
| Tamanduatei | 4 | 1,8 | 0,45 | U |
| Mandaqui | 2 | 2,8 | 1,40 | U, IBM |
| Jacaré | 4 | 5 | 1,25 | SU, AD |
| Faria | 5 | 12 | 2,40 | U, AD |
| Timbó | 4 | 8 | 2,00 | U, AD |
| Sarapuí | 3 | 3,4 | 1,13 | SU |
| Saracuruna | 6 | 10 | 1,67 | SU, IAM |

R – rural; U – urbana; SU – sub-urbana; AD – alta declividade; IAM – infiltração acima da média; IBM – infiltração abaixo da média; UF – urbanização concentrada na foz; ER – escoamento rápido; EL – escoamento lento; P – parque.

Analisando os resultados obtidos por Germano, foi possível observar que para as regiões com características similares à área em estudo (resultados ressaltados com fonte negrita) é possível estabelecer a seguinte relação média:

$$K @ 0,5 tc \quad (3. 4)$$

A relação média é particularmente verificada em bacias muito próximas à bacia em estudo (Por exemplo, Bela Vista), sendo, portanto, adotada a segunda relação para estimar o valor de K .

Determinado de que forma seria estimado o valor K o procedimento de variação do valor de K baseou-se em modificar o valor do tempo de concentração da forma definida anteriormente (item a), obter K em função do valor de tc , e realizar simulações com ambos valores.

c) Variação do parâmetro de forma do HTA sintético (n).

Neste trabalho foi escolhido o histograma tempo-área sintética desenvolvido por HEC (1974), que se baseia em uma curva do tipo potência, por ser um dos mais utilizados para estimativa do hidrograma de projeto na região.

Dependendo da forma da bacia analisada, o valor do parâmetro do HTA sintético escolhido varia entre 1 e 2 (Figura 1.4), desta forma este intervalo foi utilizado para definir a variação do parâmetro.

d) Variação da posição do pico da chuva.

O pico da chuva, ou intervalo de máxima intensidade para o cálculo dos hidrogramas de projetos na cidade de Porto Alegre, foi adotado na metade da duração da chuva, sendo este o critério utilizado no Plano Diretor de Drenagem Urbano. No entanto, resultados obtidos por Bemfica (1999) situam o pico da chuva ligeiramente adiantado relação ao valor de referência.

Da observação da Figura 2.1 que descreve a metodologia da “Curva Número” (utilizada para a determinação da precipitação efetiva) é possível estimar, como resultado preliminar, que a primeira parte da chuva satisfaria as perdas iniciais (I_a), e saturaria o

solo, diminuindo as retenções na bacia (F). Conforme a posição do pico da chuva esteja “atrasado” no tempo existem menores possibilidades de diminuição do pico por infiltração, produzindo, portanto vazões máximas maiores.

Embora a análise anterior mostre o resultado provável, é necessário o estudo mais aprofundado, pois não existe referência conhecida que relate a variabilidade esperada no custo da rede de macrodrenagem, devido a variações na posição do pico da chuva.

e) Variação do valor do CN.

A existência de numerosa bibliografia tratando do parâmetro CN para condições de projeto, junto com a familiaridade dos hidrólogos com a metodologia, indica que dificilmente um hidrólogo treinado teria variações superiores a $\pm 10\%$ na estimativa do parâmetro. Hawkins (1975), em função de observações na cidade de Wasatch Front- EEUU realizou uma observação similar, servindo portanto de base para a estimativa dos limites de variação do parâmetro.

Adotado o intervalo de variação ($\pm 10\%$), foram realizadas as simulações com os parâmetros de referência das sub-bacias alterados uniformemente, de forma de obter a sensibilidade da metodologia empregada à variação do parâmetro.

f) Mudança da curva Intensidade-Duração-Freqüência (IDF) para o cálculo.

A utilização de distintas IDF visa fornecer uma idéia do impacto na vazão e no custo da rede, gerada pela carência de informação. Por exemplo em locais que possuem uma única estação de medição ou nenhuma, onde deve-se extrapolar valores de bacias vizinhas, com o desconhecimento real da aplicabilidade da informação.

No trabalho foram realizadas simulações usando as relações IDF obtidas em distintos postos pluviográficos da cidade de Porto Alegre, analisando os impactos na vazão e no custo da rede, quando são utilizadas as distintas relações.

3.4.2 Análise do parâmetro mais sensível.

Uma vez determinado o parâmetro mais sensível no cálculo do hidrograma de projeto, foram realizados novos estudos da sensibilidade em outros cenários: Adotando um valor de referência distinto (cenário de alta impermeabilidade); considerando a instalação de reservatórios de detenção; e analisando o custo utilizando valores de outras cidades ou regiões dentro da mesma cidade.

A mudança de características da rede ou do valor de referência tem como função avaliar diferenças no comportamento da vazão (custo) como consequência de mudanças no parâmetro, sob outras condições, tal como:

a) Análise da sensibilidade da metodologia num cenário de alta impermeabilidade.

A análise do custo para o um cenário de alta impermeabilidade (como pode ser considerado o cenário futuro de ocupação da bacia, onde a área impermeável é superior a 65% e CN>90 na maioria das sub-bacias), procura determinar se a modificação do valor do parâmetro de referência impacta significativamente sobre os resultados apresentados no item anterior. Pode acontecer, em parâmetros com uma influência altamente não-linear, que os resultados relativos mudem conforme sejam adotadas novas referências para sua estimativa.

Foi estudado unicamente um cenário de alta impermeabilidade, devido a que cenários de baixa impermeabilidade são raros em áreas urbanas.

O estudo foi conduzido considerando tanto bacias onde deveriam ser implementadas redes novas (a cidade se urbanizou e a estrutura não acompanhou o crescimento, devendo implementar-se uma infra-estrutura completamente nova); e sobre redes existentes que devem ser ampliadas para escoar os incrementos de vazão (geralmente decorrentes dos aumentos de impermeabilidade, que na sua vez, são consequência de incrementos na urbanização).

b) Análise da sensibilidade do sistema com implantação de reservatórios.

O sistema tradicional de dimensionamento de uma rede de drenagem foi sempre baseado na canalização de cursos de água, seguindo a filosofia errada de que, a boa

drenagem, é aquela que permite escoar rapidamente a água precipitada fora da área analisada, produzindo, muitas vezes, prejuízos sobre os assentamentos situados a jusante.

Atualmente, é reconhecida que a melhor drenagem é aquela que drena o escoamento sem produzir impactos negativos, nem no local nem a jusante. O reservatório de detenção é um dos mecanismos que permite retardar o escoamento, atingindo o objetivo desejado; com a vantagem adicional que ao diminuir a capacidade necessária da rede de condutos, e ter em geral um custo de implantação menor que a tubulação, diminui significativamente os custos do sistema como um todo.

Foi estudado o sistema de macrodrenagem urbana da Bacia do Arroio da Areia, considerando a implementação dos reservatórios previstos no Plano Diretor de Drenagem Urbana, cujas características encontram-se determinadas no capítulo 3 e anexo B. Aos fins metodológicos trata-se de reservatórios de tipo off-line, ou seja, que a água ingressa neles unicamente depois de superada uma determinada vazão, através de um by-pass. A vazão do by-pass foi adotada como igual ou superior a gerada no sistema para uma chuva de seis meses de tempo de retorno, de forma que, em média, os locais dos reservatórios sejam utilizados unicamente duas vezes ao ano. O by-pass é maior, nos casos em que o volume disponível para construção do reservatório tenda a ser superado, aumentando, portanto, a água que escoar diretamente na rede de condutos.

Com o sistema de reservatórios funcionando da forma explicada no parágrafo anterior, foi avaliada a sensibilidade da vazão e do custo do sistema, a variações do parâmetro mais sensível.

c) Variação da forma de estimativa do custo.

A análise da sensibilidade sob distinta forma de estimativa do custo, procura avaliar se existem mudanças na sensibilidade da metodologia aplicada a variações do parâmetro mais sensível quando se modifica a forma em que é estimado o custo.

Uma mudança na forma em que é estimado o custo é dada quando as dimensões das galerias são estimadas em incrementos de 25 em 25 cm (e não de 5 em 5 cm como fora considerado neste estudo). Esta forma de cálculo tenta levar em conta o fato de que muitos

projetistas têm uma tendência a unificar as dimensões das galerias (para facilitar o cálculo, a instalação, as compras de materiais, etc).

O valor de 25 cm foi escolhido arbitrariamente, embora baseado na observação de estruturas reais de galerias, onde as dimensões padrões tanto em largura como em altura foram 1m, 1,25m , 1,5m, etc.

Compararam-se assim: os custos da rede calculados da forma original (variação de 5 em 5 cm), com os custos obtidos com a variação de 25 em 25 cm; e a variação experimentada pelo custo estimado com o maior escalonamento nas dimensões (25 em 25 cm), frente à variação do parâmetro mais sensível.

Uma outra forma de caracterizar a incerteza responde à comparação dos custos obtidos da forma tradicional, com aqueles estimados mediante o ajuste de uma função contínua à serie de pontos constituídos pelo custo e condutividade hidráulica da rede. Esta forma simplificada de estimativa do custo, é utilizada em anteprojetos, quando se deseja uma estimativa rápida do custo.

Dado que a equação contínua não representa os sobredimensionamentos involuntários deixados pelos projetistas em função do escalonamento da tubulação comercial adotada, é de esperar uma subestimativa dos custos usando a metodologia do custo contínuo. Embora os resultados apresentados são dependentes do tipo de equação ajustada e do grau de ajuste alcançado com a equação ajustada, permitem obter uma idéia da incerteza associada à metodologia simplificada.

Para a equação ajustada neste estudo (equação 3.5), se obtiveram os coeficientes apresentados na Tabela 3.1, tanto para a tubulação circular (Figura 3. 4), como para as galerias retangulares Figura 3. 5 .

$$R\$=a* (K-b)^c \tag{3. 5}$$

Onde:

R\$ =custo em reais

K= condutividade hidráulica máxima determinada a partir da equação de Manning.

Tabela 3. 2 – Coeficientes da curva de custo contínuo.

| | Tubulações circulares | Galerias retangulares |
|---|--------------------------|--------------------------|
| a | 88.841 | 256.916 |
| b | -1.704 | 24.945 |
| c | 0.631 | 0.4375 |

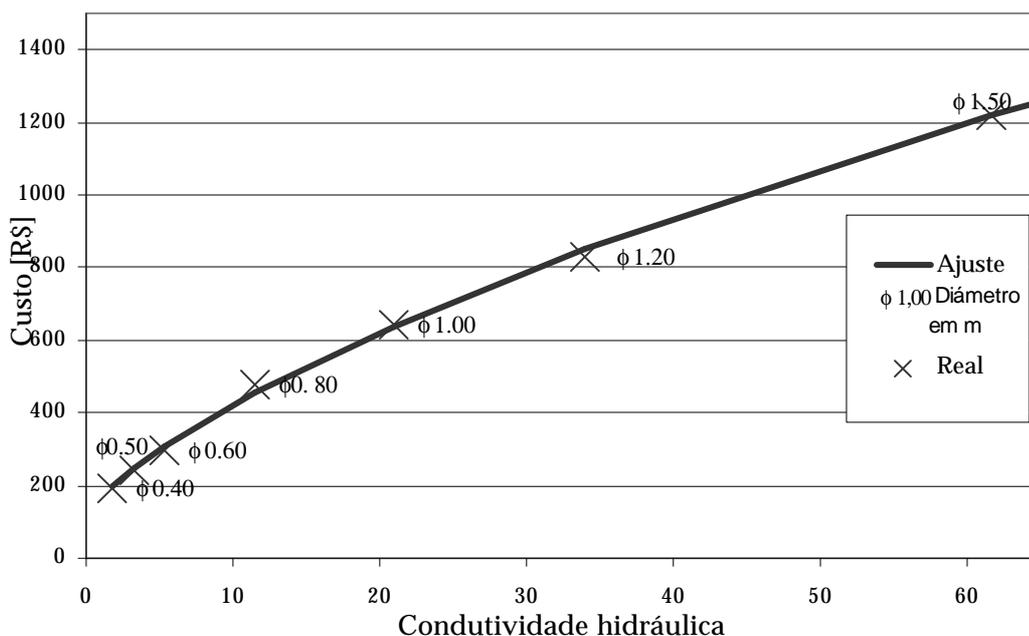


Figura 3. 4 – Equação que fornece o custo das tubulações circulares em função da condutividade hidráulica.

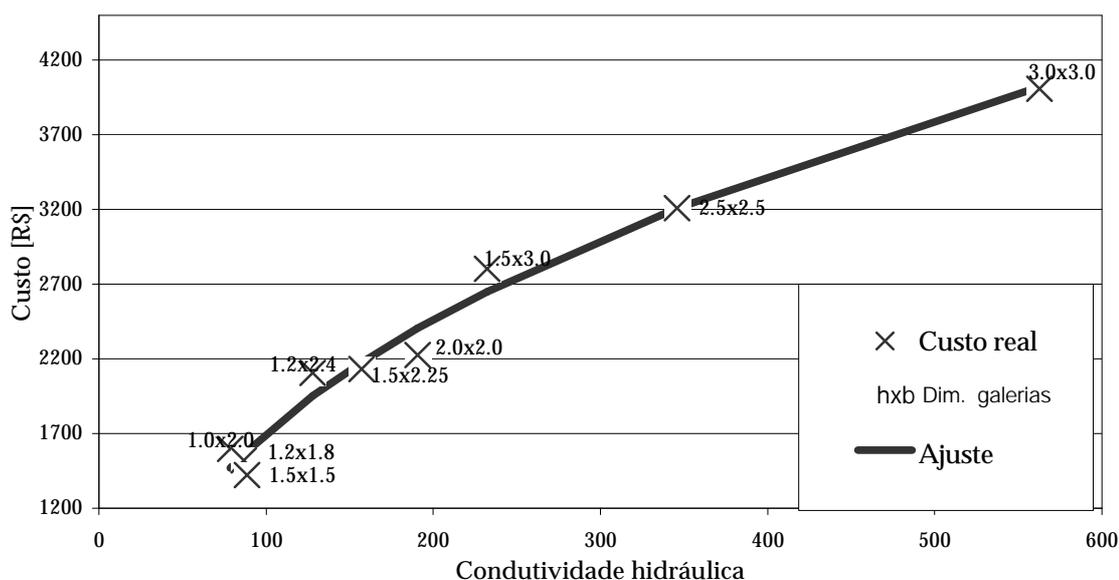


Figura 3. 5 - Equação que fornece o custo das tubulações circulares em função da condutividade hidráulica.

Além das formas mencionadas acima de avaliação do custo, que envolvem metodologias alternativas da estimativa do mesmo, foram realizadas avaliações considerando o custo das galerias em Caxias do Sul – RS. Nesta cidade as galerias têm um custo 30% inferior ao valor de mercado em Porto Alegre, o que significa que, por exemplo, a utilização de tubulação circular em vez de galerias retangulares, seria economicamente recomendável a partir do diâmetro de 1,20m.

Como cálculo adicional, foi considerado também o que aconteceria com o custo se as tubulações tivessem que ser aterradas um metro abaixo do valor previsto (maior escavação, maiores custos).

3.5 Análise do impacto da incerteza no custo de uma rede de macrodrenagem urbana.

A análise do impacto da incerteza no custo de uma rede de macrodrenagem procura quantificar quanto seria gasto adicionalmente no caso em que a rede fosse dimensionada com parâmetros errados. Este valor será aqui denominado “sobrecusto”.

Esta análise diferencia-se da análise da sensibilidade apresentada nos itens anteriores, porque nos itens anteriores avaliava-se simplesmente como muda o custo ao variar o CN, e não qual é o impacto no custo de tomar a decisão errada na escolha do CN.

A quantificação foi realizada estimando:

- Quanto seria gasto demais por construir uma seção maior que a necessária (no caso que essa estimativa equivocada do parâmetro tenha significado o superdimensionamento da seção);

- Quanto deveria ser gasto para instalar uma nova tubulação que corrija a deficiência da instalada (no caso em que tenha ocorrido o subdimensionamento da seção devido à estimativa errada do parâmetro).

Nesta análise não são incluídos na estimativa do custo: os eventuais danos nas construções, tempo perdido, custos de limpeza, desgaste político por ter que reconstruir uma obra, o agravamento da situação para Tr maiores aos de projeto, etc., devido à inexistência de dados para sua avaliação. A não inclusão destes custos pode significar uma subestimativa considerável do sobrecusto.

O custo relativo de construção de uma seção maior que a necessária foi avaliado como a relação entre o custo estimado para a rede dimensionada com as vazões de pico superestimadas e os custos de rede para os valores “certos” (nota: neste estúdio a vazão de projeto “certa” é a vazão de referência). (equação 3.6).

$$\frac{\text{Custo da rede com vazões maiores à referência} - \text{Custo rede com vazões ref}}{\text{Custo rede com vazões ref}}$$

3. 6

Para os casos em que a vazão de pico ou o volume foram subestimados, deve-se avaliar o custo adicional causado pelo sub-dimensionamento de um sistema de drenagem pluvial. De forma simplificada, se considera que esse custo é igual ao custo de construir a rede necessária para escoar a diferença entre a capacidade do sistema construído (Q_{dim}), e a vazão de projeto “certa” (Q_{proj}).

No entanto, como esse custo vai acontecer em algum momento no futuro, deve ser transformado para valores atuais utilizando a fórmula de valor presente líquido (equação 3.7).

$$P = F \cdot \frac{1}{(1+d)^N} \quad (3.7)$$

onde: P é o valor presente, F o valor futuro (ou custo no tempo em é detectada a falha), d a taxa de desconto ou valor de depreciação do dinheiro (adotada $d=12\%$ por ser o valor exigido pelos organismos internacionais de investimento), e N tempo em anos entre o “presente” e o tempo “futuro”.

Para transformar os valores futuros em valores atuais, é necessário conhecer em que momento no futuro acontece esse custo. A seguir é descrito o procedimento a ser utilizado para lidar com isso.

A primeira simplificação introduzida consiste em admitir que o custo vai acontecer no ano em que o erro no projeto seja detectado. No entanto, é impossível prever em que ano o erro no projeto será detectado. De esta forma, será considerado de que em cada ano existe uma determinada probabilidade de detecção do erro no projeto.

A somatória (durante a vida útil da rede), do produto da probabilidade de detecção da falha vezes o custo em valores presentes líquidos, fornece o “valor esperado do custo causado pelo sub-dimensionamento de um sistema de drenagem pluvial” em valores presentes líquidos (VEC_{VPL} , equação 3.8).

$$VEC_{VPL} = \sum_{i=1}^{vida\ util} PDi * VPLi \quad (3.8)$$

onde PDi é a probabilidade de que a falha seja detectada no ano i , e $VPLi$ e o valor presente líquido de um custo no ano i .

O VEC_{VPL} pode ser entendido como o *valor mais provável do custo* de construir a rede necessária para escoar a diferença entre a capacidade do sistema construído (Q_{dim}), e a vazão de projeto “certa” (Q_{proj}), dado que a falha seja detectada pelo menos uma vez durante a vida útil da estrutura.

Vejamos então como se calcula a probabilidade P_{Di} . O primeiro passo é definir que significa detectar a falha. De forma geral, a Prefeitura de Porto Alegre, e muitas outras, consideram que um sistema de drenagem pluvial falhou quando não foi capaz de escoar a vazão gerada por uma tormenta com tempo de retorno menor que o de projeto. Em outras palavras, se o alagamento é produzido por uma tormenta com um tempo de retorno maior que o de projeto, não é falha.

Também devem ser levadas em conta as seguintes considerações:

1) Para uma determinada chuva, (neste caso chuva de igual TR) as vazões de pico crescem no tempo como conseqüência do crescimento da urbanização (aumento da impermeabilidade); ou, enunciado de outra forma, por causa do acréscimo da urbanização ao longo do tempo (dos anos) uma determinada vazão vai sendo gerada por tormentas cada vez menores (menores TR).

É assim, que $P_{TD i}$ = probabilidade da tormenta que produz Q_{dim} , cresce no tempo.

2) Existe uma relação bi-unívoca entre vazão e chuva (uma determinada chuva gera uma determinada vazão, o qual é uma simplificação da realidade, onde a vazão depende de outros fatores, como por exemplo a umidade inicial.

3) A série de precipitações é estacionária, e, portanto, a relação IDF não muda no tempo.

Portanto, para que o erro no projeto seja detectado em um ano determinado, devem simultaneamente acontecer varias coisas:

1) Em esse ano tem que acontecer uma tormenta capaz de produzir uma vazão maior que aquela para a qual foi dimensionado o sistema (Q_{dim}). Se todas as vazões forem menores, não haveria alagamento. Chamaremos TR_{TD} ao tempo de retorno da tormenta que produz Q_{dim} nesse ano ($P_{TD}=1/TR_{TD}$), probabilidade de uma tormenta maior ou igual);

2) Essa tormenta tem que ter um tempo de retorno menor ou igual que o de projeto (TR_{TP} , $P_{TP}=1/TR_{TP}$), (probabilidade de uma tormenta maior ou igual), já que do contrario, o alagamento não seria considerado falha de projeto;

3) Uma tormenta com essas características ($TR_{TD} < TR < TR_{TP}$) não pode ter acontecido em anos anteriores, ou a falha já teria sido detectada.

A probabilidade de que a falha seja detectada no ano i pode então ser escrita como:

$$PD_i = \underbrace{(P_{TD_i} - P_{TP})}_{\text{Probabilidade 1}} * \underbrace{[1 - (P_{TD_{i-1}} - P_{TP})] * \dots * [1 - (P_{TD_1} - P_{TP})]}_{\text{Probabilidade 2}}$$

Onde:

P_{TP} = probabilidade de uma tormenta ser maior ou igual à de projeto

P_{TD_i} = probabilidade de uma tormenta ser maior ou igual que produz Q_{dim} no ano i .

Probabilidade 1 = Probabilidade de que aconteça no ano i , a chuva que produz a falha do sistema.

Probabilidade 2 = Probabilidade de que NÃO aconteça nos anos anteriores a i , a chuva que produz a falha do sistema.

3.6 Análise da incerteza com o erro aleatoriamente distribuído.

Foram consideradas diferentes possibilidades de distribuição dos erros cometidos na estimativa dos parâmetros nas metodologias testada (a distribuição exata dos erros é desconhecida): distribuições simétricas (Normal ou Triangular) e assimétricas (triangular).

Definida a distribuição dos erros, números aleatórios com essa distribuição foram gerados dentro do intervalo de variação dado aos parâmetros.

Com os parâmetros assim gerados, simulou-se a bacia, obtendo o valor da variabilidade média da vazão e do custo da rede, junto com os intervalos de confiança da estimativa.

a) Distribuição Normal dos erros.

Assumindo a independência entre as estimativas dos parâmetros, é altamente utilizada na prática a distribuição normal para a descrição dos erros. Assumir a distribuição normal implica que existe a mesma probabilidade de cometer erros em excesso, que por falta.

Foi adotado como valor central (média) da distribuição o valor do parâmetro de referência em cada sub-bacia. Considerou-se ainda que havia 95% de probabilidade de ocorrência dos valores limites dados à variação dos parâmetros (Figura 3.6).

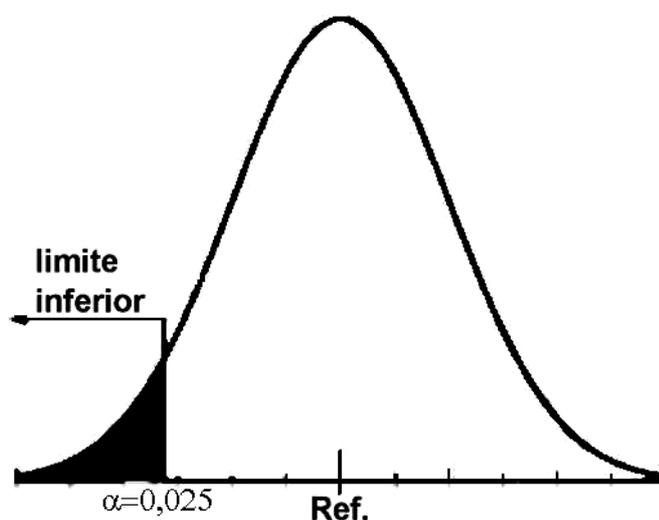


Figura 3. 6 – Distribuição normal dos erros.

Para a geração dos erros aleatórios, com as características dadas a distribuição foi usada a livreria MSLIB incluída no compilador FORTRAN 4.5 da Microsoft, que gera números pseudo-aleatórios com distribuição normal a partir dos valores da média e desvio padrão. A geração pseudo-aleatória, embora não signifique estritamente números completamente aleatórios, não introduz tendenciosidade apreciável no estudo.

b) Distribuição triangular dos erros.

A distribuição triangular, com a sua característica função de densidade

probabilística de forma triangular (Figura 3.7), supõe uma distribuição linear dos erros para ambos lados do valor de referência, abandonando a elegante forma de sino da função anterior. No entanto, avanta a distribuição normal e outras distribuições estatísticas na simplicidade e facilidade para representar assimetrias nos dados.

Dada a menor quantidade de bibliografia dedicada à distribuição triangular, se comparada com a distribuição normal, serão delineados os principais componentes da mesma.

Consideraremos a função para o caso de função centrada no origem, e extremos a ambos lados.

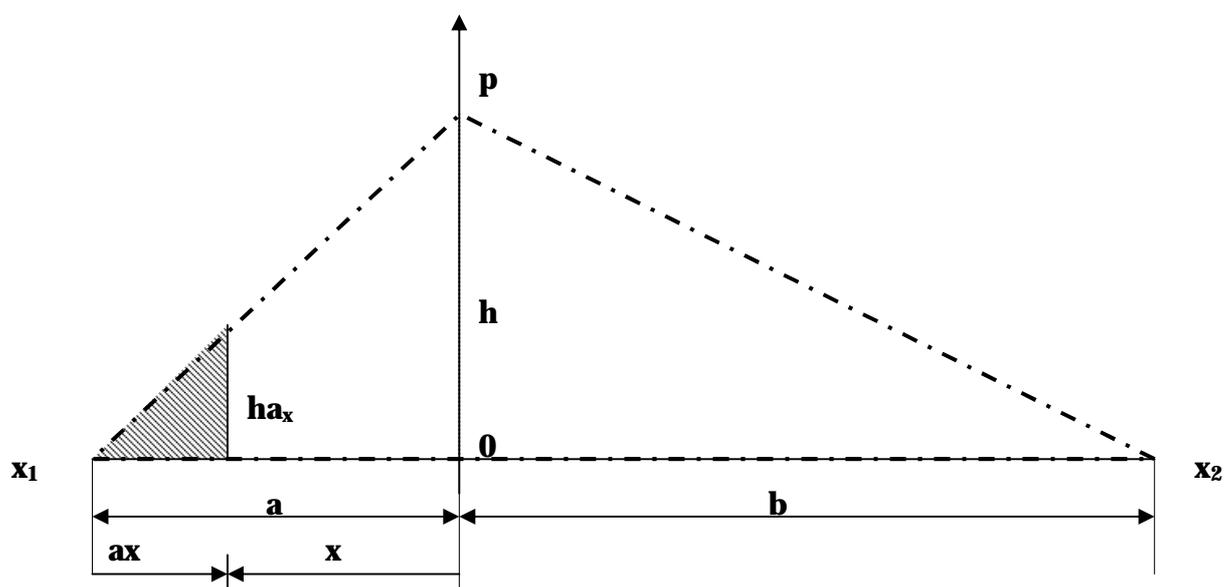


Figura 3. 8 – Distribuição triangular dos erros.

Por condição da função densidade cumulativa, a área do triângulo tem que ser igual a 1.

$$\frac{(a+b).h}{2} = 1 \quad (3.9)$$

Isolando **h**:

$$h = \frac{2}{(b-a)} \quad (3.10)$$

Do gráfico

$$x_1 = -a ; x_2 = b ; ax = x - x_2$$

Por igualdade entre triângulos.

$$\frac{h}{a} = \frac{ha_x}{a_x} \Rightarrow ha_x = a_x \cdot \frac{h}{a} \quad (3.11)$$

A função densidade probabilística (FDP) para $x < 0$ é dada por :

$$f_x(x) = P [X = x ; x < 0] = hax \quad (3.12)$$

A função densidade cumulativa (FDC) para $x < 0$ é dada pela área hachurada na Figura 3.8, matematicamente representada pela equação 3.8 :

$$F_x(x) = P [X \leq x ; x < 0] = \int_{x_2}^x f_x(u).du \quad (3.13)$$

$$P [X \leq x ; x < 0] = \frac{ha_x \cdot a_x}{2} \quad (3.14)$$

Para $x \geq 0$ as características estão resumidas no quadro no 3.

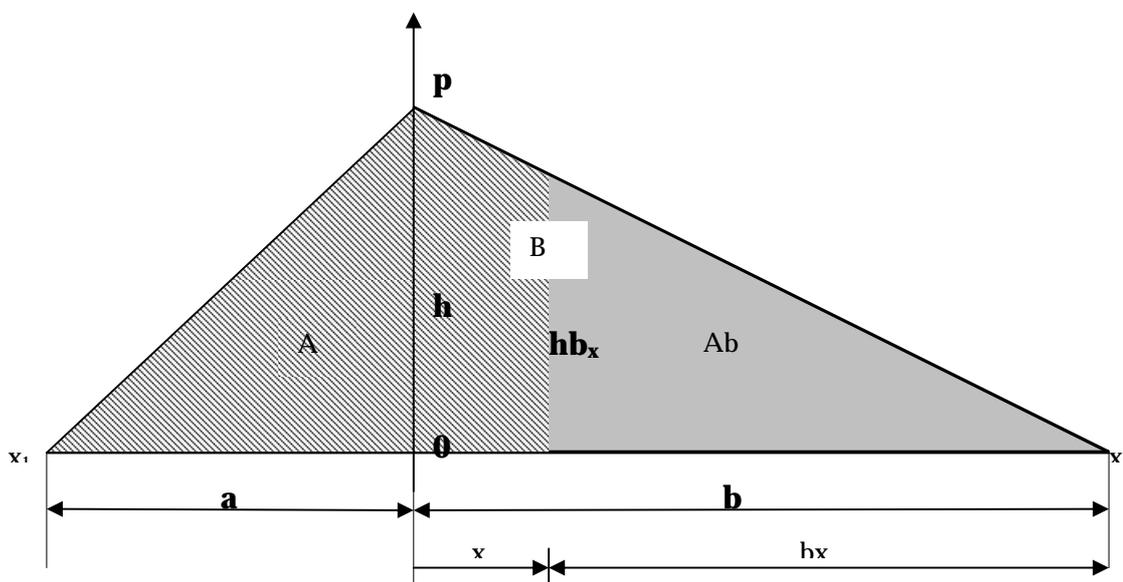


Figura 3.9 – Funções de densidade cumulativa da distribuição triangular.

A função densidade probabilística (FDP) para $x \geq 0$ é dada por:

$$f_x(x) = P [X = x ; x \geq 0] = hb_x = b_x \cdot \frac{h}{b} \quad (3.15)$$

sendo $b_x = x_2 - x$

A função densidade cumulativa (FDC) para $x < 0$ é dada é dada pela soma das áreas hachuradas **A** e **Ab** n Figura 3.8, matematicamente representada pela equação 3.10:

$$F_X(x) = P[X \leq x; x > 0] = \int_0^x f_X(u) \cdot du = \text{Area A} + \text{Area B} - \text{Area Ab}$$

$$P[X \leq x; x > 0] = \underbrace{\frac{h \cdot a}{2}}_A + \underbrace{\frac{h \cdot b}{2}}_B - \frac{b_x \cdot h b_x}{2} \quad (3.16)$$

Obtenção de valores aleatórios distribuídos triangularmente.

A partir das FDCs anteriores é possível isolar o valor de x , tal que:

Para $t_1 < P[X \leq x; x < 0]$

$$x = x_1 - \sqrt{\frac{2 \cdot t_1 \cdot a}{h}} \quad (3.17)$$

Para $t_1 \geq P[X \leq x; x < 0]$

$$x = x_2 - \sqrt{\frac{A + B - t_1}{C}} \quad (3.18)$$

onde:

$$A = \frac{a \cdot h}{2} \quad (3.19)$$

$$B = \frac{b \cdot h}{2} \quad (3.20)$$

$$C = \frac{h}{2 \cdot b} \quad (3.21)$$

No trabalho, x equivale ao erro cometido no parâmetro de referência e X_1 e X_2 aos erros máximos admissíveis em função dos limites de variação adotados para os parâmetros. O valor de t foi obtido a partir do gerador de número pseudo-aleatórios com distribuição uniforme, intrínseco ao compilador FORTRAN versão 4.5 da MICROSOFT.

3.7 Descrição do Modelo hidrológico e metodologias de simulação utilizadas.

Para a simulação foi utilizado o sistema computacional modulado do modelo Hidrológico IPHS1 (Tucci *et. al.*, 1983). O modelo trabalha com o conceito de que cada simulação ou procedimento constitui uma operação hidrológica. Para cada operação hidrológica se pode adotar distintas metodologias, por exemplo:

Transformação precipitação-vazão: este módulo possui várias alternativas de simulação, podendo realizar a determinação da chuva efetiva pelo método da “Curva Número” (SCS), algoritmo de Horton modificado, equação de Holtan, método exponencial (HEC-1) e método do índice ϕ ; e a propagação do escoamento superficial pelos métodos de Clark, hidrograma unitário, hidrograma unitário triangular (SCS) e método de Nash modificado (Hymo);

Propagação de vazão: existem duas situações: (i) propagação em reservatório, descrito pelo modelo de Puls, (ii) propagação em rios, simulado pelos modelos Muskingum e Muskingum-Cunge.

Para simulação da bacia do Arroio da Areia foram necessárias 149 operações hidrológicas, das quais: 28 representaram o processo de transformação chuva-vazão mediante o Método da “Curva Número”; e a propagação da vazão alternativamente mediante as metodologias de Clark e HU-SCS; aproximadamente 50 operações hidrológicas permitiram a propagação ao longo da rede pelo método de Muskingum-Cunge não linear, de maneira de poder considerar as variações significativas da celeridade existentes numa rede de macrodrenagem urbana; 9 operações representaram os reservatórios da bacia; e as restantes operações permitiram representar confluências, e desvios da vazão.

Modificações introduzidas no programa base, possibilitaram:

- O dimensionamento automático dos trechos seguindo as diretrizes de projeto estabelecidas pelo DEP-Porto Alegre no seu caderno de encargos;
- A estimativa dos parâmetros de simulação de acordo com as limitações estabelecidas por Jones (1981), baseada no trabalho de Collischon (2000);
- A simulação de reservatórios do tipo off-line, dimensionados automaticamente com a condição de maximizar seu uso e limitar a existência de água a duas vezes no ano, a fim de não gerar resistência entre a população para sua implementação;

- A determinação dos custos da rede, da forma expressa no item 3.2, mediante um módulo acoplado ao modelo que a partir dos valores da simulação e características da rede;
- A simulação de 600 conjuntos de parâmetros em cada simulação de erros aleatoriamente distribuídos, ou seja, foram analisados 90.000 hidrogramas; para simplificar a tarefa programas robôs pesquisaram os hidrogramas e forneceram as características mais importantes, de forma de concentrar o estudo sobre aqueles hidrogramas que apresentaram particularidades; também foram utilizadas ferramentas acopladas de compactação de arquivos, devido a que uma simulação com intervalos de 30 segundos (a terceira parte do tempo de concentração nas sub-bacias menores), gerou arquivos de 6Mb, em outras palavras cada simulação representou entre 500 e 600 Mb de informação, e 2 a 3 horas de processamento num sistema Pentium III -700 MHZ com 128Mb de memória RAM.

4. Bacia do arroio da Areia.

Na bacia do Arroio da Areia, a drenagem é realizada pelo Arroio da Areia (curso principal) e pela casa de Bombas Silvio Brum. O arroio da Areia tem sua origem em seis nascentes na parte Sul da bacia, recebendo diversas contribuições de pequenos canais ao longo do seu curso. O comprimento do Arroio é de 5,4 km até a Casa de Bombas Sílvio Brum, e possui um desnível de 121 m.

A figura 4.1 apresenta a bacia do Arroio da Areia inserida dentro da área urbana de Porto Alegre, e na Figura 4.2 pode ser observada a curva do perfil longitudinal do curso d'água principal.

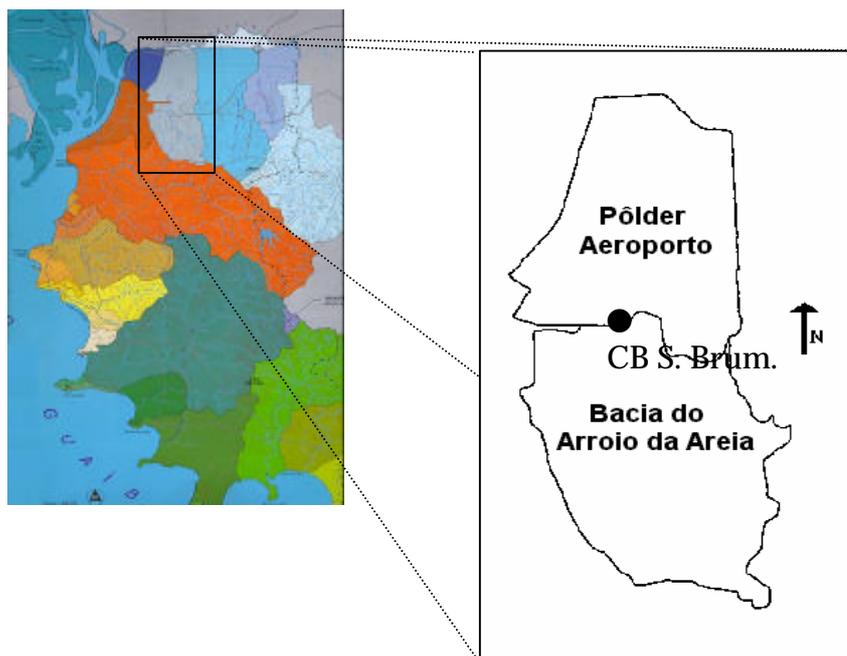


Figura 4.1- Localização da bacia do Arroio da Areia.

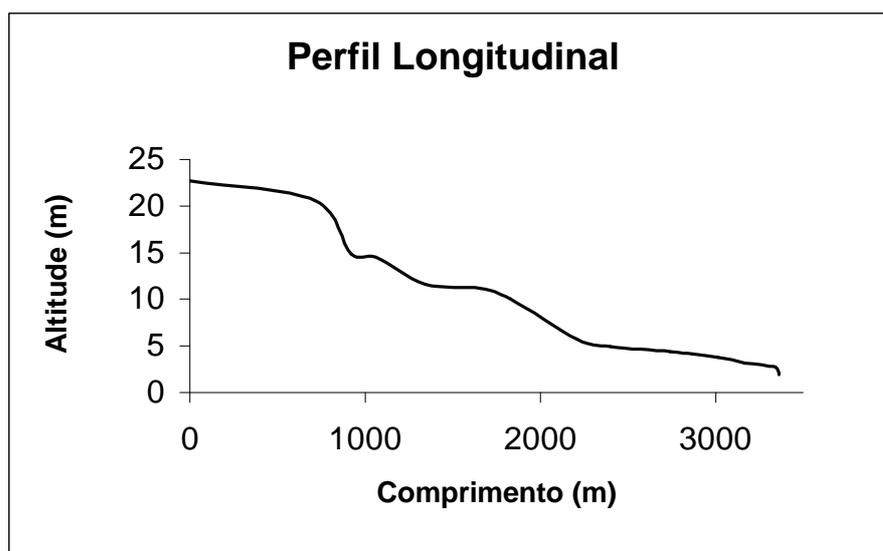


Figura 4.2 - Curva do perfil longitudinal do curso d'água principal do Arroio da Areia

4.1 Ocupação Urbana

Na bacia observam-se duas regiões com ocupação urbana bem distinta: a parte mais baixa da bacia é a zona chamada de “corredor de desenvolvimento”, onde se localizam as principais atividades industriais; a parte da cabeceira apresenta uma ocupação mais rarefeita, em virtude de que o processo de densificação urbana mais intenso tenha começado somente a partir da década de 1980, apresentando ainda, muitas glebas e lotes vazios.

Na Figura 4.2, obtida a partir de uma imagem do satélite SPOT com resolução de 10m, é observada a ocupação urbana em janeiro de 1998. Esta imagem foi usada juntamente com os dados obtidos pelo IBGE em 1996, para caracterizar a população das sub-bacias no cenário atual.

Para o cenário futuro, a população foi estimada em função das densidades máximas previstas no Plano Diretor de Drenagem Urbana e Ambiental, não existindo garantia de que as vazões limites previstas no plano sejam alcançadas.

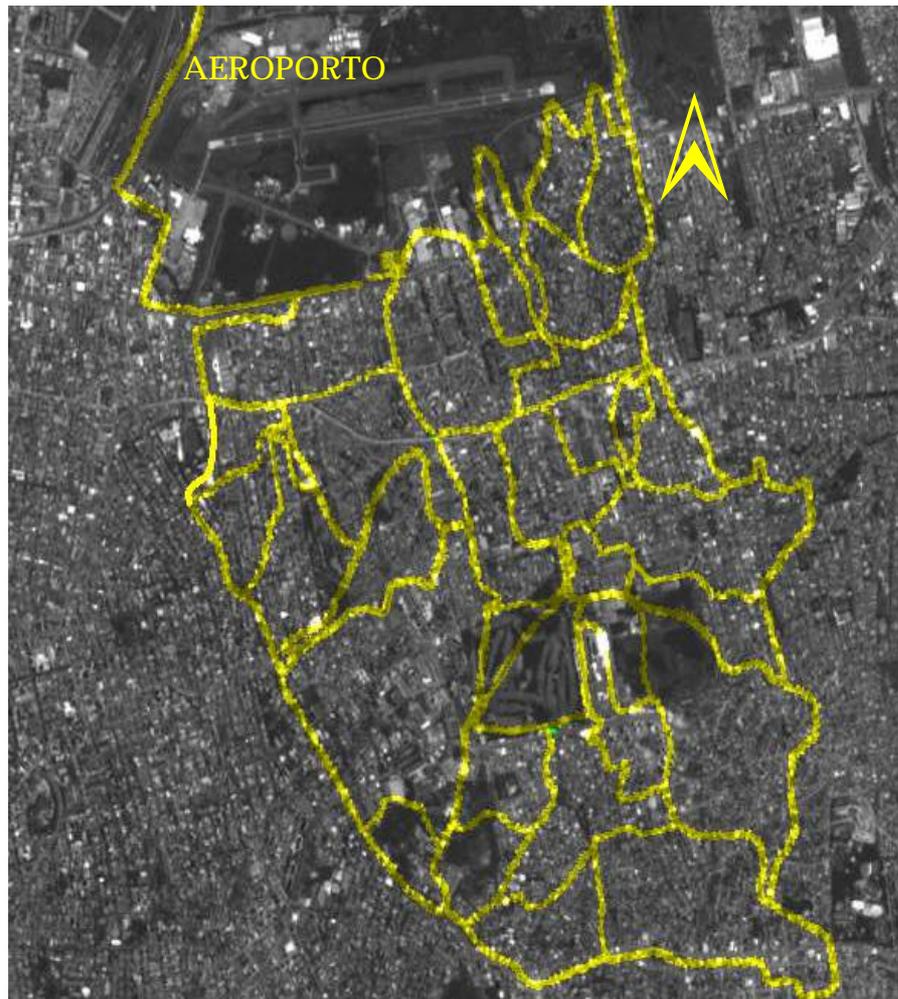


Figura 4.3 - Imagem SPOT de janeiro de 1998.

Os valores de densidade para ambos cenários serão apresentados no item 4.3, junto com os parâmetros das sub-bacias (Tabela 4.3 e Tabela 4.4).

4.2 Rede de Drenagem

O sistema de drenagem da bacia do Arroio da Areia está formado por dois sistemas bem distintos: um que trabalha por condutos que escoam por gravidade; e outro, drenado pela Casa de Bombas Silvio Brum (CB S. Brum), ambos convergindo para o arroio da Areia. As áreas com cotas superiores a 8,13 m são drenadas por condutos que escoam por gravidade, enquanto que a CB S. Brum drena uma área de 139,2 ha que está abaixo da cota 8,13 m. Foram considerados no estudo, a serie de condutos que drenam por gravidade, incluindo-se dentro da categoria as sub-bacias H e I (que na realidade são drenadas através da casa de Bombas S. Brum, mas foram incluídas ficticiamente entre as sub-bacias

de drenagem por gravidade, para considerar uma maior quantidade de casos na análise (Figura 4.4))

4.2.1 Caracterização de sub-bacias.

Para a análise hidrológica da bacia, a mesma foi inicialmente dividida em 11 sub-bacias segundo os afluentes principais e áreas de contribuição direta.

As sub-bacias dos afluentes principais foram novamente divididas em sub-bacias menores de acordo com o funcionamento do sistema, já que apresentam peculiaridades internas de funcionamento que precisam ser representadas. É assim que a rede de macrodrenagem de uma bacia de aproximadamente 12 Km² foi dividida segundo seus afluentes principais em sub-bacias de aproximadamente 1,0 km², que por sua vez, foram subdivididas, para melhor representação das peculiaridades, em sub-bacias de aproximadamente 0,3 km².

Temos assim por exemplo a sub-bacia A (Avenida Teixeira Mendes), que foi dividida em 5 sub-bacias (A1..A5) que apresenta as seguintes características:

- Sub-bacias A1 e A2: Uma percentagem da vazão que escoa das mesmas ingressa pontualmente no extremos dos trechos 1 e 2 respectivamente, contribuindo o restante em forma lateral nos trechos mencionados;
- Sub-bacia A3: Contribui lateralmente no trecho 4.
- Sub-bacia A4: Contribui lateralmente para o trecho 4
- Sub-bacia A5: Contribui pontualmente para o trecho 4.

A análise apresentada para a sub-bacia A, pode ser estendida para as demais sub-bacias, com exceção das sub-bacias B e F, onde a baixa densidade de rede de drenagem e as dimensões das sub-bacias de simulação, não justificaram sua simulação distribuída.

Na Figura 4.4 é apresentada a sub-divisão realizada, e na Tabela 4.1 as características físicas das sub-bacias dos afluentes principais e a rede de drenagem a qual pertencem.

Tabela 4.1 - Características físicas das sub-bacias dos contribuintes principais.

| Sub-bacia | Área de drenagem | Comprimento¹ | Desnível | Drenagem |
|------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------|-----------------|
| | (km²) | (km) | (m) | |
| A | 2,368 | 2,47 | 102 | Gravidade |
| B | 1,360 | 1,97 | 66 | Gravidade |
| C | 1,574 | 2,36 | 92 | Gravidade |
| D | 2,200 | 2,88 | 64 | Gravidade |
| E | 0,873 | 1,29 | 24 | Gravidade |
| F | 0,377 | 1,27 | 24 | Gravidade |
| G | 0,742 | 1,32 | 45 | Gravidade |
| H | 0,627 | 1,24 | 38 | Gravidade |
| I | 0,735 | 1,42 | 7 | Gravidade |
| J | 0,153 | 0,85 | 34 | CB S. Brum |
| L | 0,657 | 1,30 | 5 | CB S. Brum |

1 - comprimento: distância na bacia de contribuição até o local de entrada na rede de drenagem.

4.2.2 Características dos condutos simulados.

Os condutos que compõem a rede de drenagem da bacia do Arroio da Areia geralmente seguem o traçado das ruas, atravessando rara vez o meio das quadras, passando nos fundos das residências; na sua maioria, os condutos da bacia são paralelos à topografia local.

A rede encontra-se maioritariamente canalizada, existindo somente um pequeno trecho na região do Country Clube onde o canal conserva as características naturais.

Na Figura 4.4 observa-se esquematicamente a discretização adotada para a bacia, distinguindo os condutos que drenam por gravidade dos que drenam através da C.B.S. Brum (em verde), e dentre os primeiros os que drenam a céu aberto das galerias. A letra T seguida de um número (Ex. T5) indica o número do trecho, e as demais letras seguidas de número (em azul) indicam as sub-bacias

No Anexo C, são apresentadas em detalhe as características e dimensões dos condutos existentes na bacia.

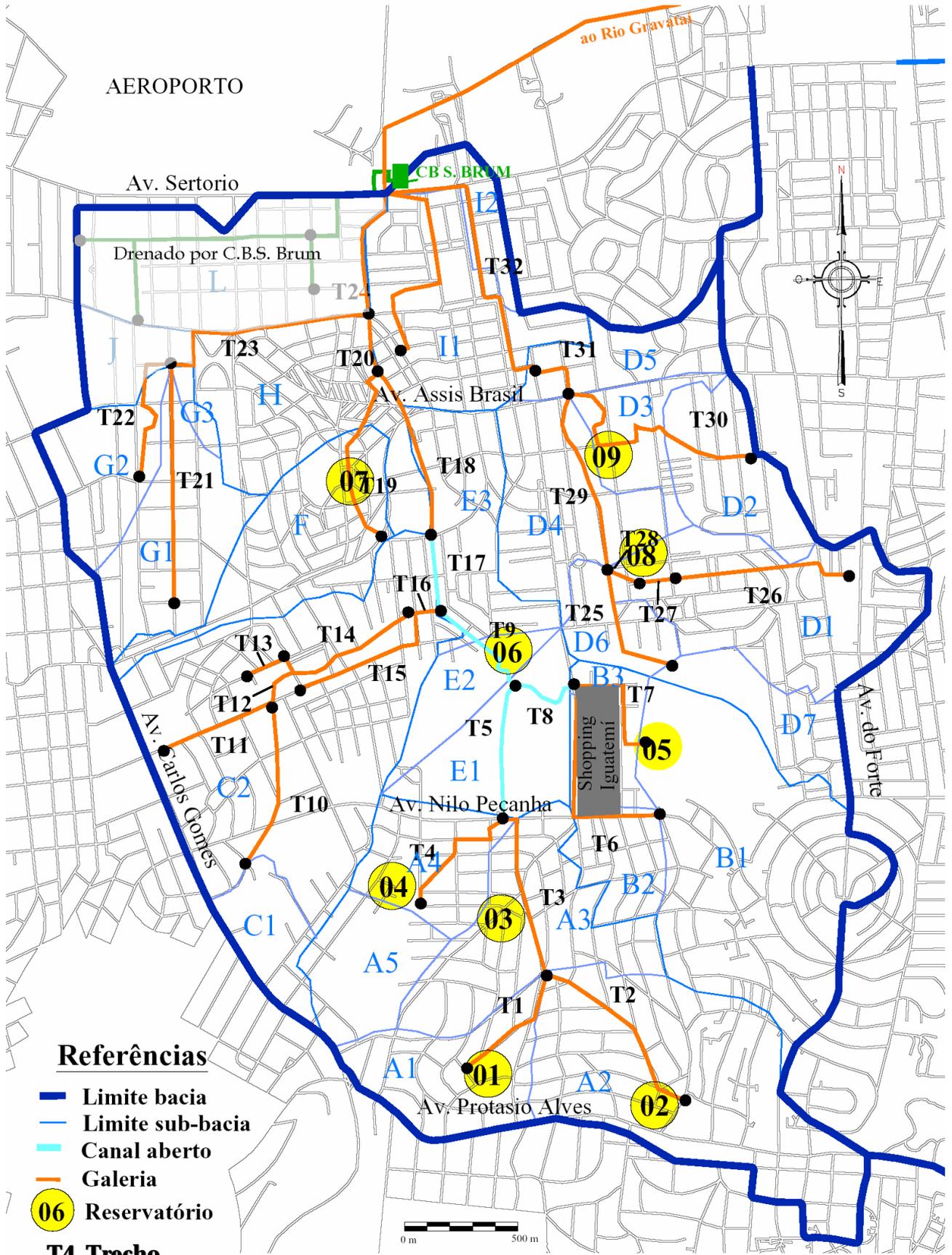


Figura 4.4 – Sub-bacias da bacia do Arroio da Areia.

4.2.3 Características dos reservatórios de detenção.

O Plano Diretor de Drenagem Urbana da Cidade de Porto Alegre prevê a implementação de reservatórios de detenção como mecanismo para retardar o escoamento.

O retardo do escoamento com os reservatórios, tem a finalidade de evitar impactos devidos à água de chuva no local ou a jusante, e, em muitos casos, de diminuir os custos do sistema como um todo significativamente.

O fato de que, em geral, o custo de implantação dos reservatórios é menor que o custo de implementação da rede de condutos (o uso de reservatórios de detenção permite reduzir as dimensões necessárias na rede de condutos a jusante do reservatório), explica porque a sua implementação diminui os custos.

Na Tabela 4.2 são indicadas as principais características dos reservatórios de detenção da bacia: identificação (Figura 4.4), nome, volume e vazão do *bypass* para os parâmetros de referência. No Anexo C encontra-se uma descrição mais detalhada dos mesmos.

Tabela 4.2 – Principais características dos reservatórios de detenção.

| Número | Nome | Volume m ³ | H m | Bypass m ³ /seg. |
|--------|---------------------|--------------------------|--------|--------------------------------|
| 1 | F. Guerra | 2200 | 1,0 | 0,92 |
| 2 | L. S. Trovao | 4300 | 1,5 | 1,87 |
| 3 | Q. Bocaiuva | 8400 | 1,5 | 4,3 |
| 4 | Dês. La Hire Guerra | 2800 | 1,0 | 0,79 |
| 5 | Parque Alemanha | 8500 | 2,0 | 1,25 |
| 6 | Country Club | 26600 | 3,0 | 4,1 |
| 7 | Alim. Pedro | 7800 | 1,0 | 1,53 |
| 8 | Irani Bertelli | 9900 | 2,0 | 4,71 |
| 9 | Loteamento. Grécia | 4200 | 1,0 | 14,83 |

4.3 Parâmetros para a simulação Chuva-Vazão.

A determinação dos parâmetros característicos das metodologias para a conversão chuva- vazão foi realizada através das áreas impermeáveis em cada sub-bacia, juntamente com a informação do tipo de solo da região.

A estimativa das porcentagens de áreas impermeáveis está relacionada com a densidade populacional em cada sub-bacia por meio da função apresentada por Campana e Tucci (1994), representada na Figura 4.5. Em uma primeira etapa foram estimadas as densidades populacionais das sub-bacias a partir da ponderação dos valores das densidades por bairro; com estes valores obteve-se a área impermeável da sub-bacia a partir da relação de Campana e Tucci (1994). Para regiões pouco urbanizadas, onde não se deve utilizar essa relação, a determinação dos parâmetros foi feita a partir de tabelas e manuais, ingressando nas mesmas com o tipo e a forma de ocupação do solo.

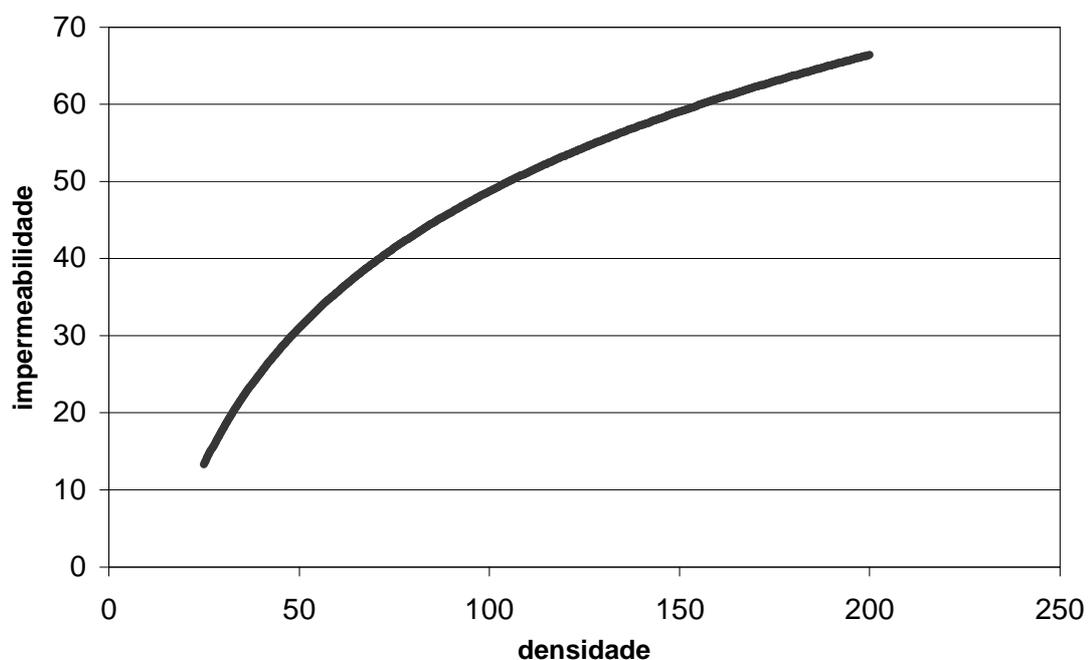


Figura 4.5 – Relação entre a densidade e a área impermeável (Campana e Tucci, 1994).

Os valores de CN para todas as sub-bacias foram adotados dos autores (Tucci, 1993; Maidment, 1994; Melo Porto, 1995) com base nos valores de área impermeáveis e tipo de solo (tipo intermediário entre os solos C e D segundo a classificação do SCS).

O tempo de concentração das sub-bacias foi considerado como o tempo que leva a água para atingir a rede, diferente da noção tradicional que envolve o conceito de exutório ou saída da bacia. A diferença é consequência da discretização imposta pela

simulação distribuída do sistema. É assim que em bacias como a A3 (Figura 4.4), embora tenham um comprimento maior no sentido sul-norte até o exutório, no cálculo foi considerado o comprimento no sentido transversal ao anterior, ou seja a distância até atingir a rede. Para o cálculo do tempo de concentração foi usada a formulação de Kirpich (*apud* Tucci 1993), depois corrigida para levar em conta o grau de urbanização a partir do incremento na área impermeável e densidade de condutos. Para mais detalhes sobre a metodologia, ver Tucci (1993) ou IPH (2002).

No caso da propagação da vazão dentro da sub-bacia, para o uso da metodologia de Clark com o histograma tempo área (HTA) apresentado por HEC (1974), foram adotados neste estudo, em função do utilizado no Plano Diretor de Drenagem Urbana, os seguintes valores de parâmetros: Parâmetro do reservatório linear ($K = tc/2$), em função da análise dos resultados obtidos por Germano (1997); Parâmetros de forma do HTA sintético (n)=1,5.

A relação Intensidade Duração Freqüência usada no cálculo da precipitação de projeto, foi a correspondente ao posto Aeroporto. Os valores foram reorganizados mediante a metodologia dos blocos alternados, situando-se o pico da precipitação na metade da duração da chuva, que foi de 2 horas (2,5 vezes o tempo de concentração da bacia do Arroio da Areia).

Os parâmetros das metodologias de simulação foram estimadas para os cenários atuais e futuros de ocupação da bacia, sendo os valores apresentados a seguir.

4.3.1 Cenário de impermeabilidade média.

A partir dos dados censitários dos IBGE de 1996 foi determinada a área impermeável para a ocupação atual da bacia, e conseqüentemente os parâmetros das metodologias de simulação.

Por conveniência foram adotados como valores dos parâmetros, para o cenário de impermeabilidade média, os correspondentes ao cenário de ocupação atual da bacia, onde a área impermeável resultou em torno de 45% e os CN se localizaram em torno do valor 84.

A Tabela 4.3 resume os parâmetros para a bacia do Arroio da Areia, para o cenário

de impermeabilidade média (situação atual). Os parâmetros foram utilizados nas simulações para a obtenção dos hidrogramas por sub-bacias, que seriam usados de entrada nos condutos, onde o escoamento foi simulado pelo método Muskingum-Cunge.

4.3.2 Cenário de impermeabilidade alta.

Os valores dos parâmetros de referência, para o cenário de impermeabilidade alta, foram os correspondentes ao cenário de ocupação futura da bacia da bacia, caracterizada a partir do Plano Diretor de Drenagem Urbano (PPDU, DEP 1994).

Tabela 4.3 - Características das sub-bacias do Arroio Areia- Situação Atual.

| Sub- bacia | Área (km ²) | Densidade (hab/ha) | Área Imp (%) | CN | Tc corr. (min) | K(Clark) (min) |
|------------|----------------------------|-----------------------|-----------------|----|-------------------|-------------------|
| A1 | 0,338 | 46,0 | 29,24 | 81 | 4,5 | 2,25 |
| A2 | 0,969 | 72,4 | 40,80 | 84 | 7,0 | 3,51 |
| A3 | 0,507 | 51,6 | 32,17 | 82 | 4,3 | 2,16 |
| A4 | 0,3 | 39,1 | 25,17 | 80 | 5,4 | 2,7 |
| A5 | 0,255 | 21,5 | 10,00 | 76 | 5,7 | 2,85 |
| B1 | 0,933 | 41,3 | 26,51 | 80 | 10,6 | 5,34 |
| B2 | 0,273 | 66,6 | 38,6 | 84 | 4,0 | 2,0 |
| B3 | 0,154 | 93,4 | 47,2 | 86 | 4,6 | 2,3 |
| C1 | 0,179 | 21,5 | 10,0 | 76 | 6,4 | 3,2 |
| C2 | 1,395 | 35,0 | 38,0 | 84 | 8,2 | 4,1 |
| D1 | 0,666 | 104,6 | 50,0 | 87 | 5,7 | 2,8 |
| D2 | 0,281 | 105,1 | 50,2 | 87 | 7,2 | 3,2 |
| D3 | 0,198 | 102,8 | 49,6 | 87 | 3,7 | 1,8 |
| D4 | 0,311 | 92,4 | 46,9 | 86 | 7,2 | 3,6 |
| D5 | 0,233 | 87,0 | 45,4 | 86 | 7,5 | 3,7 |
| D6 | 0,131 | 95,4 | 47,7 | 86 | 3,9 | 1,9 |
| D7 | 0,278 | 104,3 | 50,0 | 87 | 6,9 | 3,4 |
| E1 | 0,349 | 0,00 | 0,00 | 70 | 6,0 | 3,0 |
| E2 | 0,121 | 0,00 | 0,00 | 70 | 6,2 | 3,1 |
| E3 | 0,402 | 90,2 | 46,3 | 86 | 4,8 | 2,4 |
| F | 0,377 | 84,6 | 44,7 | 86 | 5,8 | 2,9 |
| G1 | 0,445 | 88,2 | 45,8 | 86 | 3,7 | 1,8 |
| G2 | 0,27 | 85,2 | 44,9 | 86 | 4,6 | 2,3 |
| G3 | 0,027 | 89,2 | 46,0 | 86 | 3,4 | 1,7 |
| H | 0,627 | 89,7 | 46,2 | 86 | 7,0 | 3,5 |
| I1 | 0,592 | 60,6 | 36,2 | 83 | 6,1 | 3,0 |
| I2 | 0,143 | 60,6 | 36,2 | 83 | 4,0 | 2,0 |
| J | 0,153 | 54,6 | 33,6 | 86 | 4,7 | 2,3 |
| L | 0,657 | 48,7 | 30,7 | 81 | 7,9 | 3,9 |

A partir do mapa do PDDU, determinou-se as densidades populacionais máximas previstas para a bacia do arroio da Areia. A parcela da bacia localizada na porção à jusante da CB Silvio Brum apresenta ocupação distinta do restante da bacia pois a maior parte dessa área prevê uso industrial.

Com base no tipo de solo e nas densidades do PDDU, estimaram-se os valores de CN para o cenário futuro. A Tabela 4.4 apresenta os parâmetros estimados para a simulação das sub-bacias.

Tabela 4.4- Características das sub-bacias do Areia - Situação Futura

| Sub-bacia | Área (km ²) | Dens. Hab. (hab./ha) | Área Impermeável (%) | CN | Tc corr. (min.) | K(Clark) (min.) |
|-----------|----------------------------|-------------------------|-------------------------|----|--------------------|--------------------|
| A1 | 0,338 | 175,0 | 63,2 | 90 | 2,26 | 1,13 |
| A2 | 0,969 | 175,0 | 63,2 | 90 | 3,79 | 1,90 |
| A3 | 0,507 | 175,0 | 63,2 | 90 | 2,26 | 1,13 |
| A4 | 0,300 | 175,0 | 63,2 | 90 | 2,37 | 1,18 |
| A5 | 0,255 | 175,0 | 63,2 | 90 | 2,58 | 1,29 |
| B1 | 0,933 | 146,6 | 58,7 | 89 | 5,15 | 2,58 |
| B2 | 0,273 | 175,0 | 63,2 | 90 | 2,19 | 1,10 |
| B3 | 0,154 | 122,1 | 54,0 | 88 | 3,04 | 1,52 |
| C1 | 0,179 | 175,0 | 63,2 | 90 | 2,92 | 1,46 |
| C2 | 1,395 | 182,2 | 64,2 | 90 | 3,98 | 1,99 |
| D1 | 0,666 | 224,9 | 69,5 | 94 | 2,60 | 1,30 |
| D2 | 0,281 | 216,6 | 68,6 | 93 | 3,27 | 1,64 |
| D3 | 0,198 | 210,6 | 67,9 | 93 | 1,74 | 0,87 |
| D4 | 0,311 | 220,1 | 69,0 | 94 | 3,19 | 1,60 |
| D5 | 0,233 | 175,4 | 63,2 | 90 | 4,03 | 2,01 |
| D6 | 0,131 | 225,0 | 69,5 | 95 | 1,76 | 0,88 |
| D7 | 0,278 | 191,3 | 65,4 | 91 | 3,67 | 1,83 |
| E1 | 0,349 | 0,0 | 0,0 | 70 | 1,62 | 0,81 |
| E2 | 0,121 | 0,0 | 0,0 | 70 | 1,68 | 0,84 |
| E3 | 0,402 | 219,4 | 68,6 | 94 | 2,14 | 1,07 |
| F | 0,377 | 196,6 | 66,1 | 91 | 2,87 | 1,44 |
| G1 | 0,445 | 187,4 | 64,9 | 91 | 1,98 | 0,99 |
| G2 | 0,270 | 199,15 | 66,4 | 92 | 2,27 | 1,13 |
| G3 | 0,027 | 200,0 | 66,6 | 92 | 1,72 | 0,86 |
| H | 0,627 | 201,6 | 66,8 | 92 | 3,51 | 1,75 |
| I1 | 0,592 | 194,3 | 65,8 | 91 | 2,87 | 1,44 |
| I2 | 0,143 | 194,3 | 65,8 | 91 | 1,88 | 0,94 |
| J | 0,153 | 200,0 | 66,6 | 92 | 2,45 | 1,23 |
| L | 0,657 | 200,0 | 66,6 | 92 | 3,51 | 1,75 |

4.3.3 Relações Intensidade-Duração-Freqüência de Porto Alegre.

Atualmente 3 estações pluviográficas encontram-se funcionando na cidade de Porto Alegre: O posto pertencente ao 8º Distrito do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) e os postos instalados no Bairro Cavalhada, na zona Sul da cidade, e no IPH. Os postos mais antigos da cidade, o situado no Parque da Redenção e no Aeroporto Salgado Filho, deixaram de fornecer dados para avaliação das series de chuva.

A partir das relações IDF (Tabela 4.5), foram construídas as curvas PDF (Figura 4.6) atualmente usadas nos projetos de drenagem urbana da cidade.

Tabela 4.5 – Relações IDF usadas em Porto Alegre (DEP, 2002)

| Posto | Equação |
|-------------|---|
| Redenção | $i = \frac{1265,7 \cdot T^{0,052}}{(t + 12)^{\frac{0,88}{0,05}}}$ |
| Aeroporto | $i = \frac{826,8 \cdot T^{0,143}}{(t + 13,3)^{0,79}}$ |
| IPH | $i = \frac{509,86 \cdot T^{0,196}}{(t + 10)^{0,72}}$ |
| 8o Distrito | $i = \frac{1297,9 \cdot T^{0,171}}{(t + 11,6)^{0,85}}$ |

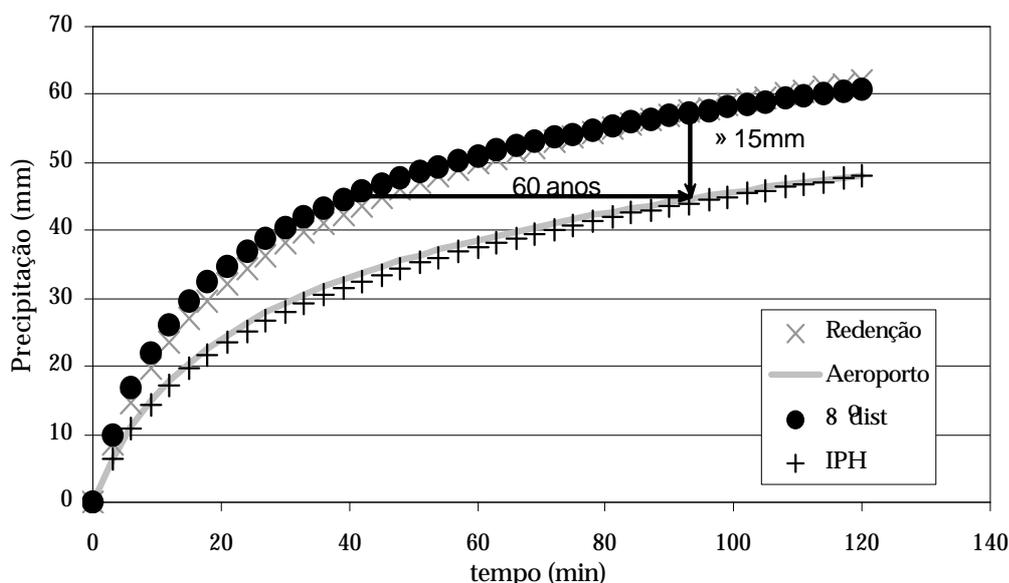


Figura 4.6- Curvas PDF usadas na cidade de Porto Alegre para TR=10 anos.

Da análise da figura anterior é possível concluir que os postos Aeroporto e IPH, têm comportamento similar, assim como os posto 8º Distrito e Redenção entre eles, existindo

diferenças significativas de volumes precipitados entre ambos grupos (no 8º Distrito a precipitação chega a ser 15mm maior que no Aeroporto, ou em outros termos, a diferença pode chegar até 60 anos no tempo de retorno) embora a distância entre os postos não supere os 10 Km, e as séries utilizadas na avaliação não difiram significativamente. Segundo Silveira (1997), a provável diferença é devida à urbanização e condicionantes orográficas.

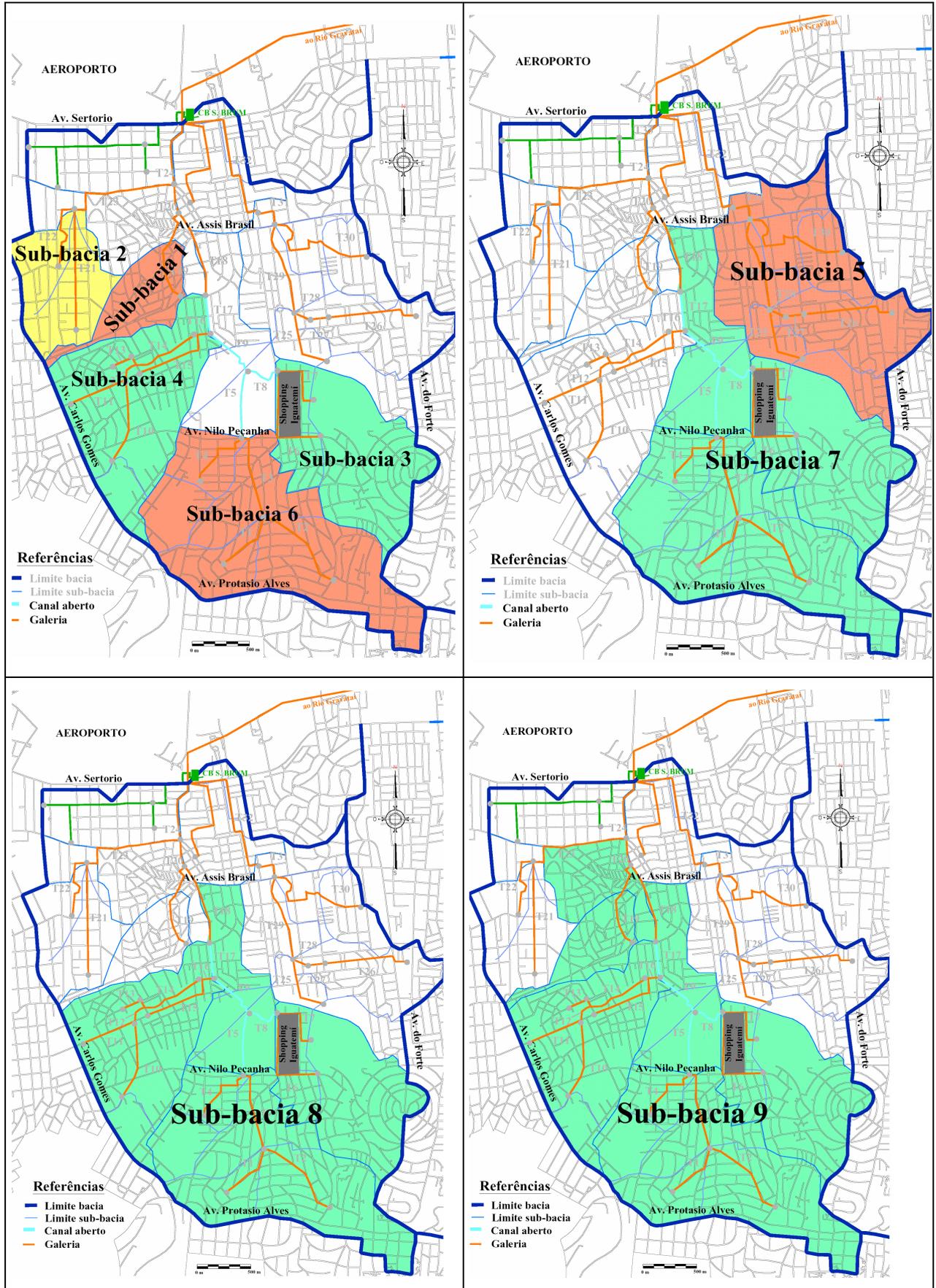
4.4 Locais de caracterização da incerteza.

A análise do impacto da incerteza na vazão foi avaliada na saída das sub-bacias de simulação (ex. A1, C2, etc), em sub-bacias de análise, e, em diversos pontos de junção do escoamento. Por “saída da sub-bacia de simulação” entende-se o local onde a água ingressa na rede de condutos, podendo ser que ingresse como uma contribuição pontual-no extremo de montante da tubulação; ou como contribuição lateral, distribuída ao longo do comprimento do conduto.

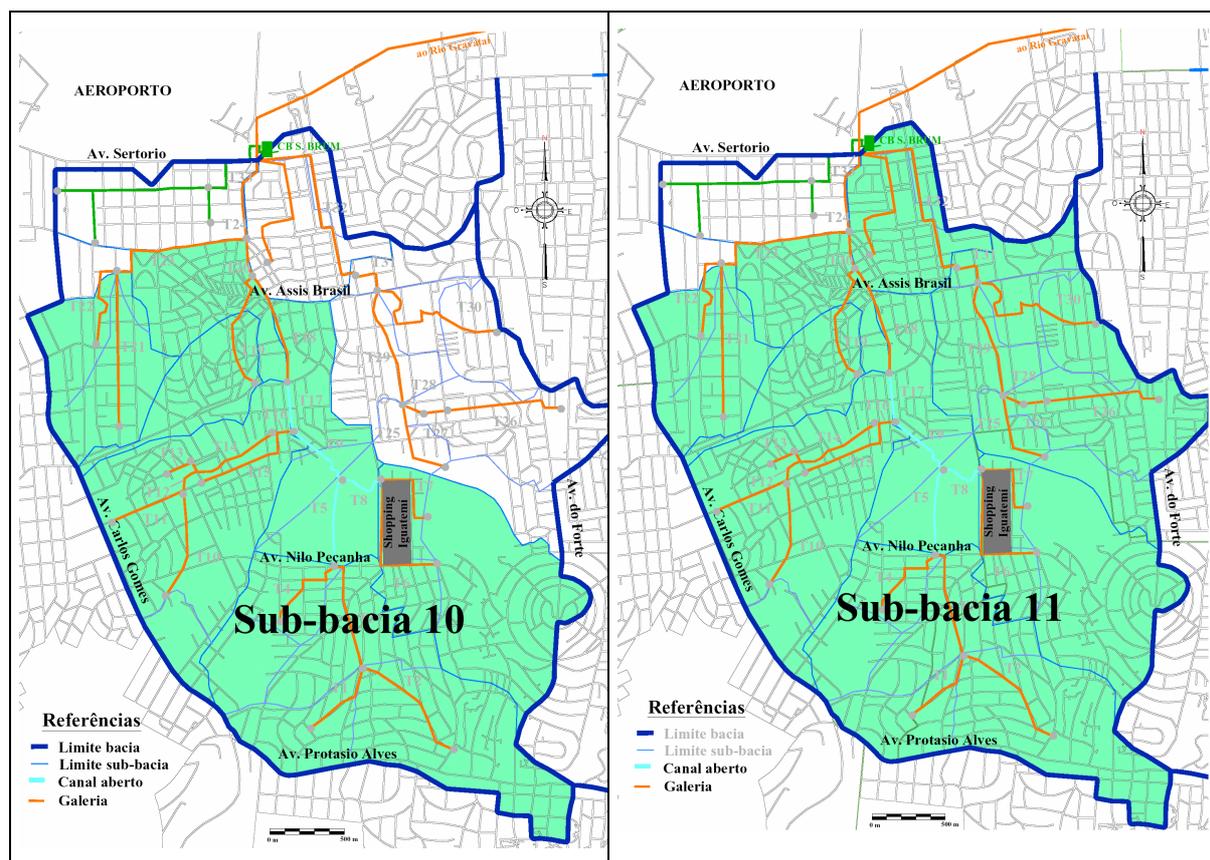
As sub-bacias de análise são simplesmente agrupamentos de sub-bacias de simulação, de forma de simplificar a apresentação de resultados; de esta forma também representam bacias de distinto tamanho que são caracterizadas em forma distribuída. As principais características das sub-bacias de análise estão indicadas nas figuras 4.7 a 4.12 e na Tabela 4.6.

Também se fez a suposição, para algumas simulações, de que não existe uma divisão interna nas sub-bacias de análise, ou seja foram simuladas em forma concentrada (utilizando valores médios das sub-bacias) simplesmente para avaliar a resposta de bacias de distinto tamanho à variação do parâmetro analisado. No texto, se indicará expressamente quando a simulação seja concentrada..

A vazão apresentada é registrada no trecho de jusante na sub-bacia de análise; e o custo da rede é o correspondente à rede existente dentro da sub-bacia de análise. Na Tabela 4.6 também são apresentadas as sub-bacias de simulação incluídas em cada sub-bacia de análise e os trechos onde é avaliada a vazão.



Figuras 4.7 a 4.10 - Sub-bacias de análise 1 a 9. .



Figuras 4.10 a 4.13 - Sub-bacias de análise 10 e 11.

Tabela 4.6 – Características das sub-bacias de análise.

| Sub-bacia | Trecho de jusante | Sub-bacias dos cursos principais incluídas | Área km ² | Dens. Atual (hab/ha) | Dens. Fut (hab/ha) | CN atual | CN Fut. | Tc Atual | K (Clark) Atual (hs) |
|-----------|-------------------|--|----------------------|----------------------|--------------------|----------|---------|----------|----------------------|
| 1 | 19 | F | 0,4 | 54,5 | 175,0 | 81,8 | 90,0 | 10,3 | 0,086 |
| 2 | 23 | G | 0,7 | 46,8 | 160,6 | 81,4 | 88,5 | 8,3 | 0,069 |
| 3 | 8 | B | 1,4 | 87,2 | 192,2 | 86,0 | 91,4 | 14,7 | 0,123 |
| 4 | 16 | C | 1,6 | 33,5 | 181,4 | 83,1 | 90,0 | 19,5 | 0,162 |
| 5 | 31 | D | 2,2 | 55,8 | 168,5 | 82,4 | 89,2 | 16,6 | 0,138 |
| 6 | 5 | A | 2,4 | 84,7 | 196,6 | 86,0 | 91,0 | 15,8 | 0,132 |
| 7 | 9 | A+B+E | 4,2 | 52,3 | 149,6 | 81,5 | 89,1 | 25,8 | 0,215 |
| 8 | 18 | A+B+C+E | 6,2 | 100,1 | 211,8 | 86,7 | 93,0 | 28,1 | 0,234 |
| 9 | 20 | A+B+C+E+F+H | 7,2 | 51,4 | 153,5 | 80,9 | 88,0 | 32,0 | 0,266 |
| 10 | 24 | A+B+C+E+F+G+H | 7,9 | 52,6 | 166,1 | 82,1 | 89,0 | 31,1 | 0,259 |
| 11 | 32 | A+B+C+D+E+F+G+H | 10,9 | 64,8 | 178,8 | 83,3 | 90,1 | 32,3 | 0,269 |

5. Aplicação e resultados.

Este capítulo apresenta os resultados da aplicação da metodologia proposta, para avaliação do impacto das incertezas no custo de uma rede de macrodrenagem, sobre a rede da bacia do Arroio da Areia.

Em uma primeira etapa foi analisada a propagação de perturbações na vazão sobre a rede a jusante das sub-bacias, procurando obter a forma em que as modificações nos valores dos parâmetros se propagam na rede.

Na seqüência do estudo, foi realizada uma análise de sensibilidade sobre os parâmetros utilizados, para detectar qual deles seria o mais sensível; identificado o parâmetro mais sensível foi avaliada a sensibilidade sob outras condições (de valor inicial, diferentes padrões de custo, efeito de reservatórios, etc.).

Depois foi determinado o impacto do erro na estimativa do parâmetro mais sensível sobre o custo da rede de macrodrenagem, para erros no parâmetro uniformemente gerados sobre a bacia. Posteriormente foi realizada a análise de sensibilidade e incerteza considerando erros aleatoriamente distribuídos.

Finalmente, o impacto dos erros no custo foi comparado com o custo da obtenção de dados de chuva e vazão.

5.1 Análise da propagação de perturbações.

Neste item são apresentadas informações sobre a forma em que a vazão se propaga na rede de drenagem, e, portanto, da influência a jusante de variações na vazão resultante da transformação chuva-vazão.

Inicialmente foi avaliado o impacto produzido na vazão e no custo ao longo da rede por variações na vazão de saída de uma sub-bacia de simulação¹. Foi analisado de que forma é atenuada a variação original, e a que distância pode ser considerada que uma determinada vazão a montante não produz impacto significativo sobre a rede de macrodrenagem.

Foram utilizadas linhas contínuas para representação da variação da vazão e custo da rede ao introduzir uma perturbação a montante. Esta forma de representação permite realizar um “acompanhamento” do impacto ao longo da rede da perturbação.

A variação relativa de entre 20 e 80% da vazão (e volume) na sub-bacia A1, no cenário de impermeabilidade média, diminuiu a valores muito baixos em uma distância de 400m (Figura 5.1), sendo a distância independente do valor da variação original. A diminuição acentuada dos efeitos corresponde com uma junção, devido a que os volumes gerados na perturbação resultam varias vezes inferiores aos que ingressam na junção.

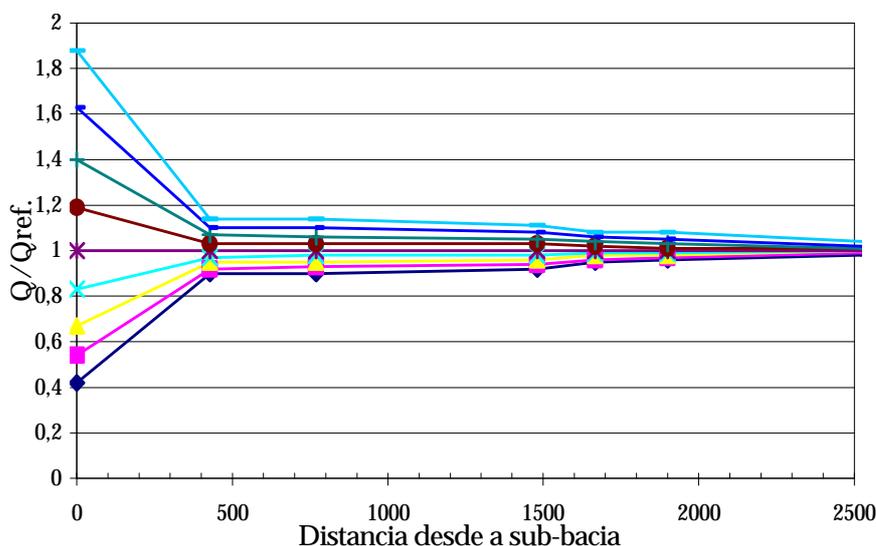


Figura 5.1 –Impacto na vazão em distintos pontos da rede devido à variação da vazão em $\pm 80\%$ na sub-bacia de simulação A1

¹ Ver diferenças entre bacias de simulação e de análise no item 4.7.

Na análise do impacto das perturbações da vazão sobre o custo em cada trecho a jusante da sub-bacia (Figura 5.2), pode observar-se que também o impacto da variação da vazão resulta muito pequeno a uma distancia de 400m do origem da perturbação, ou seja, no ponto de junção com a sub-bacia 3.

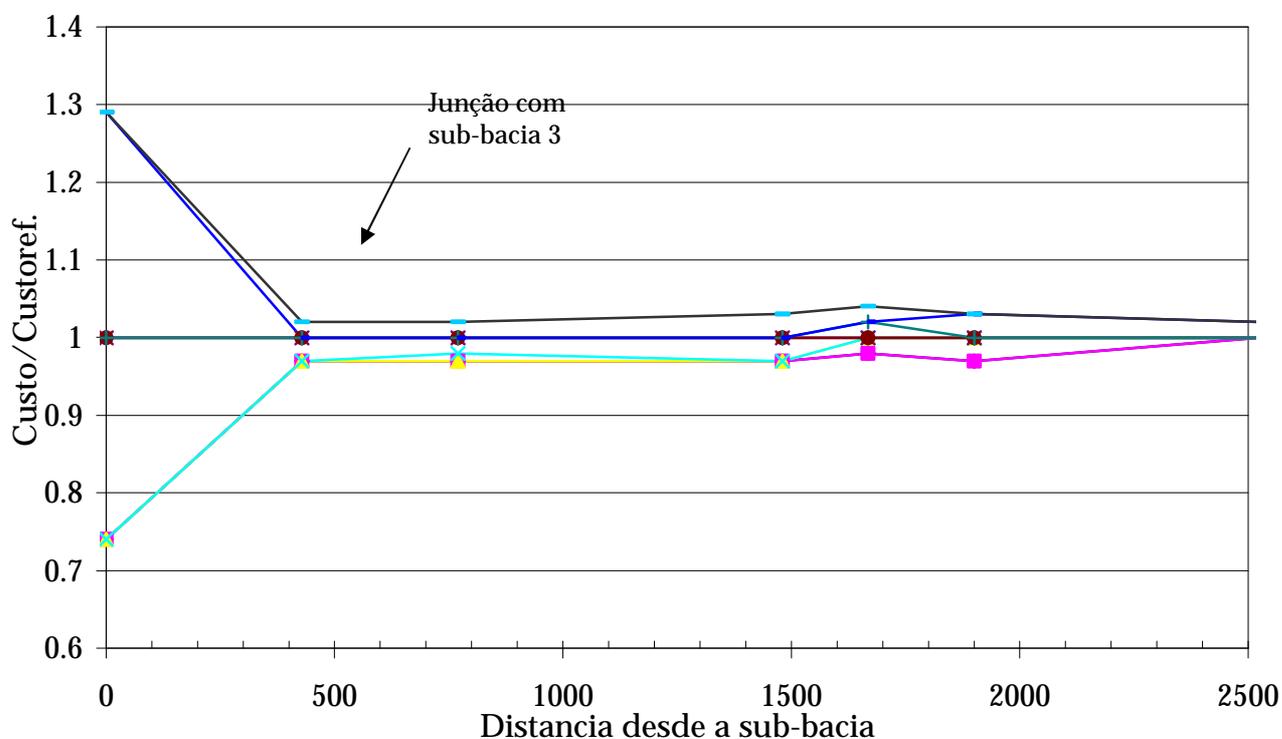


Figura 5.2- Impacto produzido no custo em distintos pontos da rede devido à variação da vazão em $\pm 80\%$ na sub-bacia de simulação A1.

Já na sub-bacia A2, a influência da variação na vazão (e volume) em até 80%, sobre vazão da rede a jusante (Figura 5. 3), foi mantida por uma distância superior e com maior, intensidade que a identificada na sub-bacia A1. Isso ocorreu devido ao maior tamanho (aproximadamente 1,0 km²) e conseqüentemente maior volume escoado; Em outras palavras, como os volumes são maiores que no caso da sub-bacia A1, existe menor diferença relativa entre os volumes escoados da sub-bacia A2 e os volumes que ingressam nas junções provenientes de outras regiões (poderia dizer-se que os volumes que ingressam nas junções têm menor poder de “diluição” dos erros).

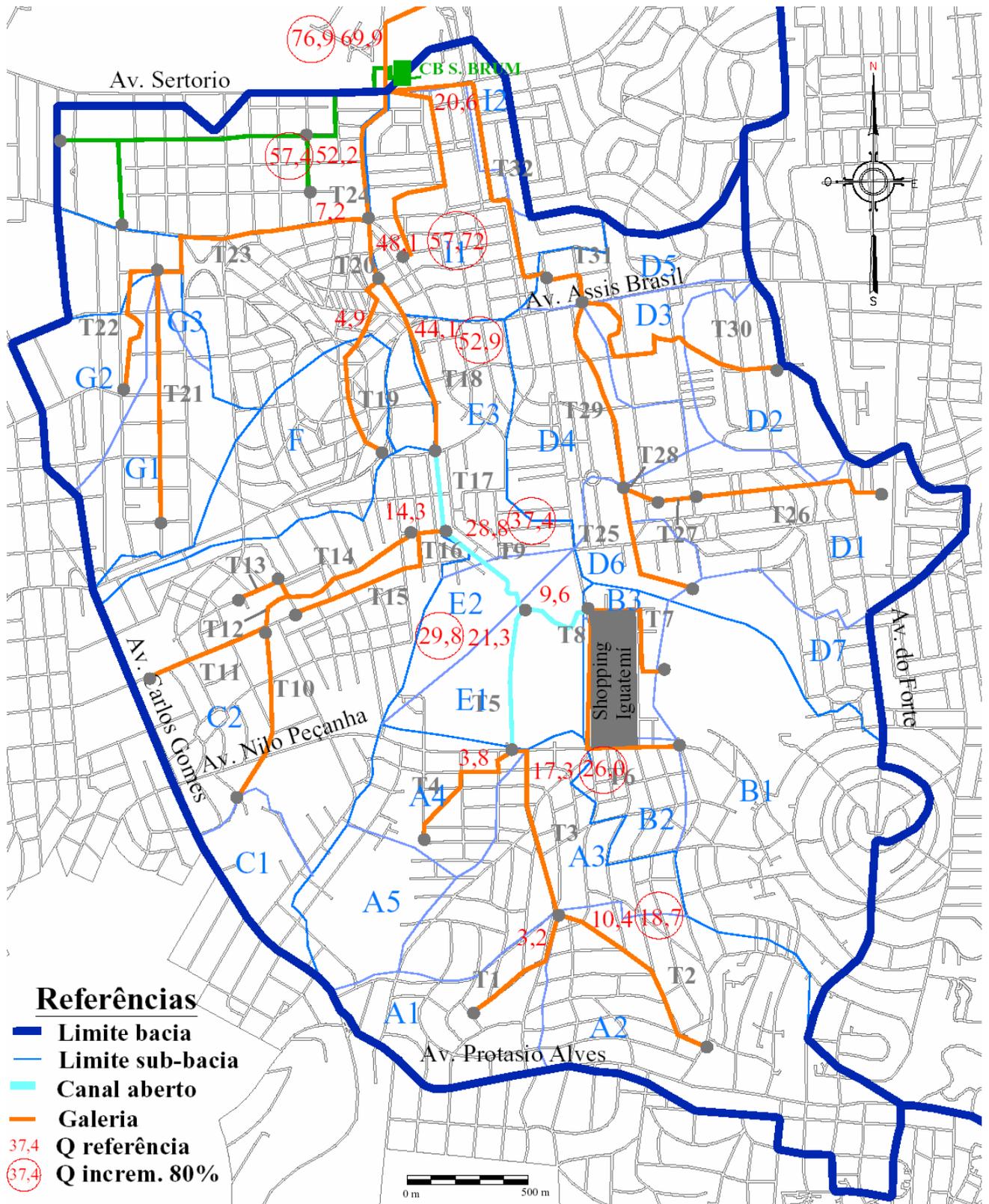


Figura 5. 3 - Impacto produzido na vazão em distintos pontos da rede devido ao incremento da vazão em 80%.

Da análise do custo (Figura 5.4), surge que o efeito da capacidade ociosa foi pequeno e somente produziu pequenas oscilações, de forma que os custos tiveram um comportamento similar ao das vazões.

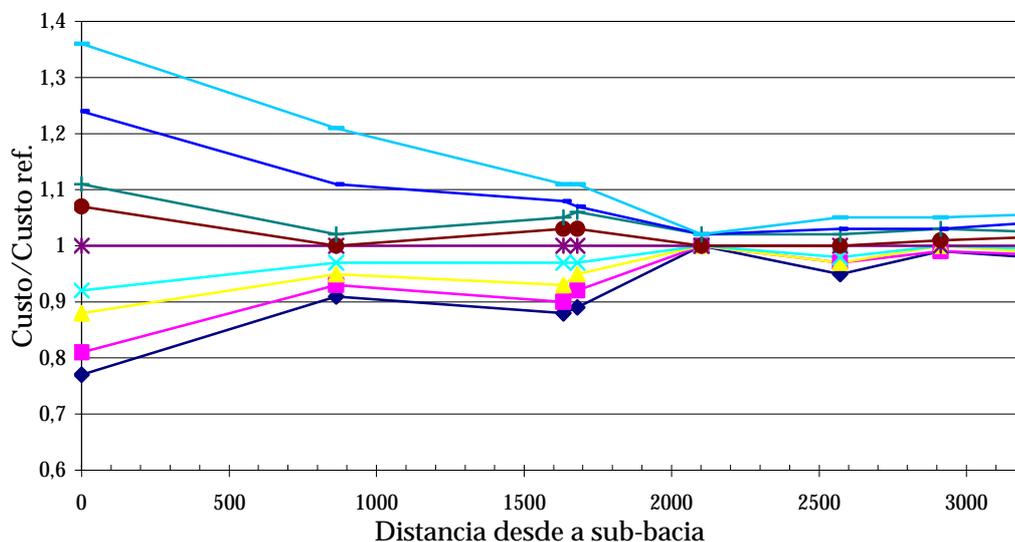


Figura 5.4–Impacto produzido no custo em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN na sub-bacia de simulação A2 .

Como fora comentado, diferentes variações iniciais similares às que serão encontradas no trabalho, não tiveram peso sobre a extensão da influência de uma sub-bacia na rede, devido a que as diferenças entre os volumes escoados em cada alternativa (10%, 20%... 80%) resultam significativamente menores aos volumes que ingressam em cada junção, possuindo, portanto, o mesmo peso relativo.

Na procura de uma explicação das causas que governam a influência a jusante, o valor da declividade foi diminuído e aumentado em até 10 vezes a partir de seu valor original. Os resultados mostraram que não houve diferença no padrão de propagação da perturbação. Não sendo o objetivo deste estudo, outras causas não foram investigadas, por isso fica a recomendação de novos estudos, centrando atenção sobre os parâmetros que governam a transferência do volume escoado.

Para analisar a influência que diferenças da vazão escoada que todas as sub-bacias geram sobre o Arroio da Areia (principal curso de água da bacia), foram realizadas simulações análogas às anteriores, sendo desta vez introduzidas perturbações em cada uma das sub-bacias de simulação que compõem as bacias de análise 1 a 6 (uma sub-bacia

de análise de cada vez). Foi observado o impacto na vazão do curso principal introduzida pela perturbação implantada em cada sub-bacia de análise.

Com os resultados foi construída a Figura 5.4, onde está indicada a forma como o impacto de cada uma das sub-bacias de análise se manifesta sobre o Arroio da Areia, servindo, portanto, de indicativa da influência sobre a rede a jusante. A figura embora construída com as variações da vazão, não difere significativamente da estimada com os custos.

O uso da metodologia de Muskingum-Cunge para propagação da vazão, devido a que não leva em conta efeitos de jusante, permite considerar a superposição linear de efeitos sem muito erro. Se fossem considerados efeitos de jusante, seria muito difícil analisar a origem das águas num determinado ponto, devido a que poderia ser tanto consequência da vazão escoada pelas sub-bacias a montante como reflexo de uma perturbação a jusante.

A figura mostra, por exemplo, que no primeiro trecho do Arroio da Areia (trecho 5), a bacia 6 foi responsável por 100% da vazão (ou custos); diminuindo para 71% no seguinte trecho (trecho 9) devido a entrada da vazão escoada pela sub-bacia 3. Para os trechos de jusante o procedimento continua, sendo que cada sub-bacia diminui o peso no custo a medida que novas contribuições que ingressam na rede.

No canal do areia, ao não ter novas contribuições de outras sub-bacias, a influência de cada sub-bacia foi proporcional à vazão escoada por cada sub-bacia.

Da análise da Figura 5.4 se verifica, que a incidência de variações na vazão, sobre a rede a jusante da bacia, numa rede do tipo árvore, depende tanto do volume de água escoado como da posição da sub-bacia. O impacto depende do volume relativo, ou seja, quanto é escoado na bacia e quanto é escoado a montante. Em outras palavras, quanto mais a montante e maior o volume escoado, maior o impacto sobre a rede a jusante. Foi assim que a sub-bacia 1, por encontrar-se a jusante e ter área muito pequena, não teve impacto sobre os custos da rede. Já no outro extremo, a sub-bacia 6 tem o maior impacto, porque além de estar a montante tem a maior área.

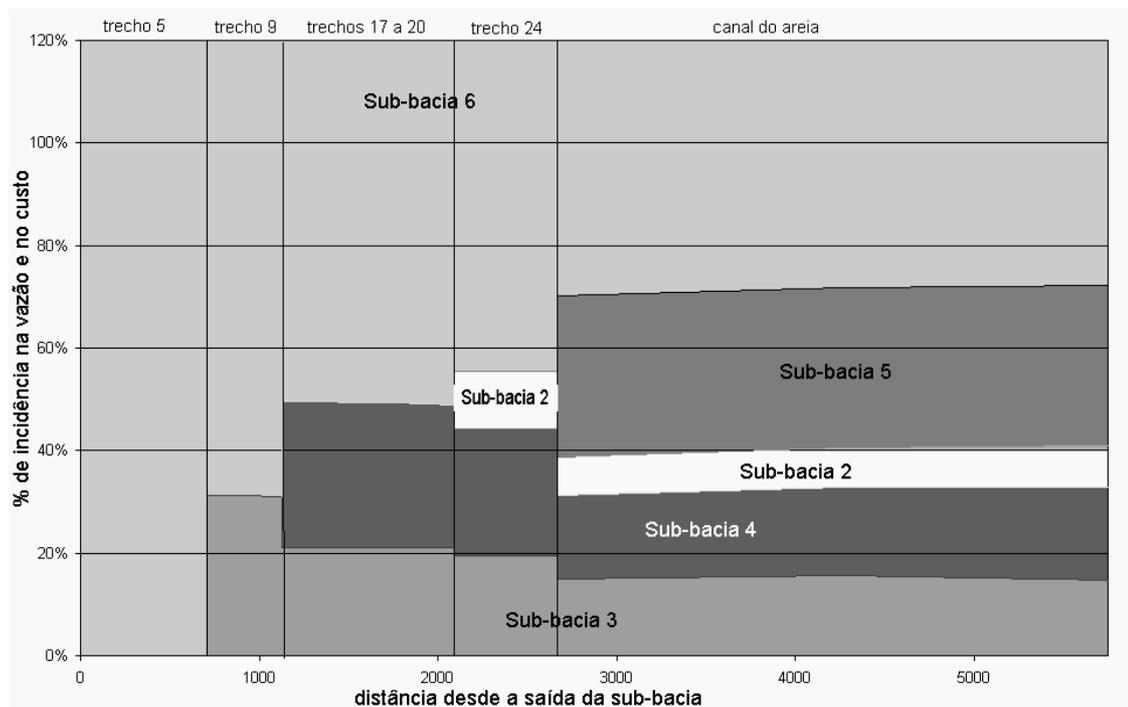


Figura 5.5 - Incidência em percentagem de cada sub-bacia de análise sobre a vazão e o custo do trecho analisado do curso principal da bacia.

Tabela 5.1- Incidência em percentagem de cada sub-bacia de análise sobre a vazão e o custo do trecho analisado do curso principal da bacia.

| Sub-bacia \ Distancia | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-----------------------|-----|------|------|------|------|------|
| 0-699 | - | - | - | - | - | 100 |
| 700-1099 | - | - | 28,5 | - | - | 71,5 |
| 1100-2099 | - | - | 21,0 | 27,6 | - | 51,4 |
| 2100-2649 | 0,1 | 11,0 | 19,5 | 24,7 | - | 44,7 |
| 2650- | 0,0 | 7,4 | 14,7 | 16,4 | 31,8 | 29,7 |

(-) indica que o trecho ainda não contribui para o escoamento do canal principal.

Em virtude das simplificações adotadas, recomendam-se novos estudos sobre o impacto a jusante, utilizando modelos hidrodinâmicos, para poder levar em conta todos os fenômenos que acontecem na propagação de vazões que implicam na possível interação entre efeitos.

5.2 Variação percentual uniforme dos parâmetros.

Inicialmente foi realizada a análise de sensibilidade de todos os parâmetros das metodologias utilizadas introduzindo variações percentuais uniformes em cada parâmetro, ou seja, os parâmetros de referência de todas as sub-bacias foram modificados por um determinado coeficiente em cada simulação. O coeficiente corresponde a distintas percentagens do limite de variação de cada parâmetro (estabelecido no capítulo 3).. Por exemplo, para o parâmetro CN foi adotado $\pm 10\%$ como limite de variação do parâmetro, de forma que o valor do parâmetro em cada sub-bacia é multiplicado por 0,90; 0,925; 0,95; 0,975; 1,00; 1,025; 1,05; 1,075 e 1,10 nas distintas simulações. Ao modificar desta forma os parâmetros foi possível acompanhar o efeito da variação do parâmetro sobre a saída do modelo.

A aplicação desta metodologia para todos os parâmetros individualmente, permitiu determinar os parâmetros mais importantes das metodologias analisadas sobre os quais devem extremar-se cuidados na determinação.

Os fatores (parâmetros e características da bacia) analisados foram:

- *Parâmetro de forma (n) do HTA sintético (HEC, 1974) no método de Clark;*
- *Tempo de concentração nas metodologias de propagação do escoamento superficial do SCS (Hidrograma Unitário Instantâneo) e Clark;*
- *Parâmetro de propagação do reservatório linear simples (K), no método de Clark;*
- *Posição do pico da chuva, na distribuição temporal da chuva;*
- *Relação IDF usada no cálculo;*
- *CN no método da Curva Número (SCS).*

5.2.1 Variação do tempo de concentração.

Como fora comentado nos capítulos 2 e 3, a influência da magnitude do tempo de concentração no valor da vazão máxima é dada pela sensibilidade da metodologia de propagação do escoamento superficial ao t_c , indicando, portanto, que os resultados

apresentados somente são válidos para as metodologias analisadas: o método de Clark e o método do Hidrograma Unitário Triangular (SCS).

5.2.1.1 Método de Clark.

Para o uso do método de Clark, utilizando o histograma tempo-área sintético desenvolvido pelo HEC (1974), é necessária a estimativa de três fatores: o parâmetro de forma (n) do HTA sintético (HEC, 1974), o tempo de concentração (t_c) e parâmetro de propagação do reservatório linear simples (K). É apresentada a continuação a análise de sensibilidade da metodologia aos três fatores mencionados.

O primeiro teste correspondeu à sensibilidade do método de Clark a variações do parâmetro de forma do histograma tempo-área (n), resultando que a metodologia mostrou-se pouco sensível ao parâmetro (Figura 5.6). A variação máxima foi de 5% na vazão de pico quando o parâmetro foi modificado dentro de todo o intervalo de variação adotado (definido no item 3.4.1)..

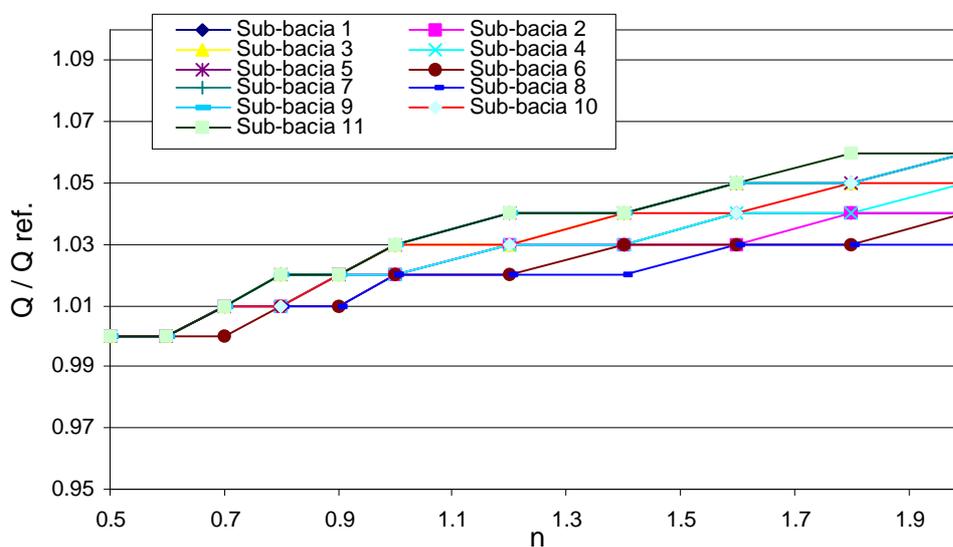


Figura 5.6- Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação de n no método de Clark.

A seguir foi analisada a variação na vazão como consequência da perturbação do t_c em $\pm 100\%$. Os resultados (Figura 5.7) mostraram a existência de baixa sensibilidade da metodologia à variação do tempo de concentração (Figura 5.7), quando utilizada em

macrodrenagem urbana (mais na frente será apresentado uma melhor análise de esta afirmação) . É de notar que a indicação da sensibilidade como baixa (20% na vazão), também leva em conta o impacto no custo, onde essa quantia representa diferenças inferiores a 10%, que correspondem a erros aceitáveis num projeto de engenharia (embora não recomendáveis)..

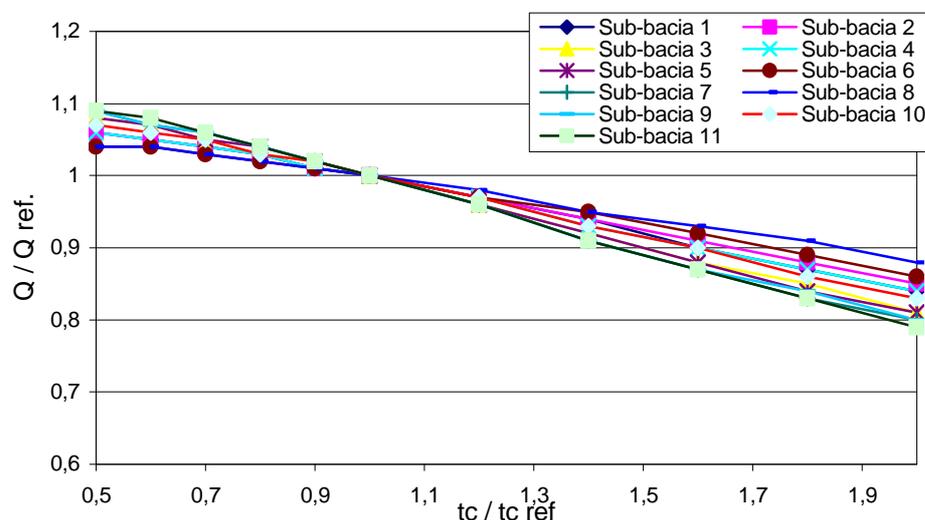


Figura 5.7- Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação do t_c no método de Clark.

Finalmente, foi incorporado ao estudo o parâmetro do reservatório (K), utilizando a seguinte relação, discutida no item 3.3:

$$\mathbf{K = 0,5 t_c} \quad (5.1)$$

Desta forma foi possível analisar o efeito conjunto do t_c e K , sobre a vazão e o custo da rede.

A primeira avaliação correspondeu à observação dos resultados nas sub-bacias de análise simuladas em forma concentrada, com a finalidade de observar a variabilidade da vazão em bacias de tamanhos distintos.

O resultado da simulação concentrada nas sub-bacias de análise mostra que dentro do intervalo de variação dado ao tempo de concentração, e conseqüentemente K , tem-se uma variação de até +45 % e -35% no valor da vazão máxima (Figura 5.8). Estes valores diminuem a medida que diminui o tamanho da sub-bacia.

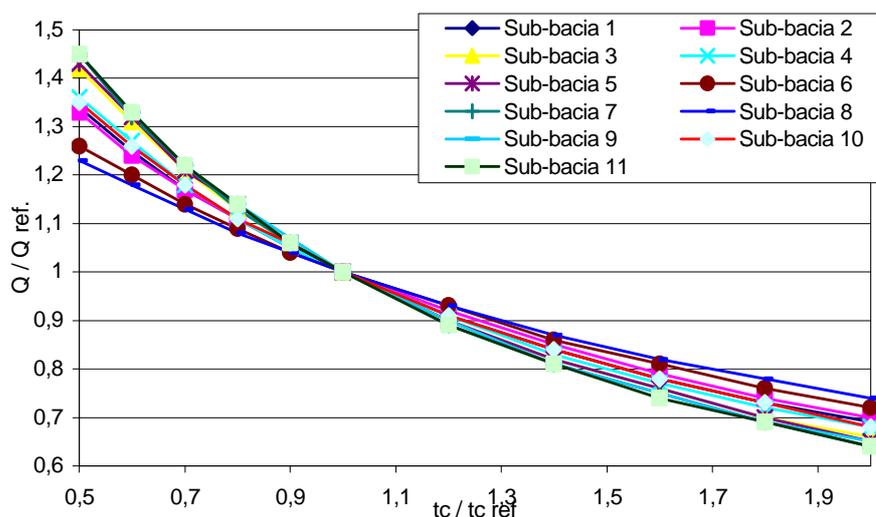


Figura 5.8- Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação do tc e k no método de Clark.

O impacto da variação de tc e k na vazão escoada das sub-bacias de simulação, mostram que há uma variação de aproximadamente 20% no valor da vazão máxima para o intervalo dado ao tc (Figura 5.9). Como as sub-bacias de simulação são menores às de análise, os valores obtidos, confirmam a distinta sensibilidade da metodologia aplicada a variações de tc e K , conforme diminui a área.

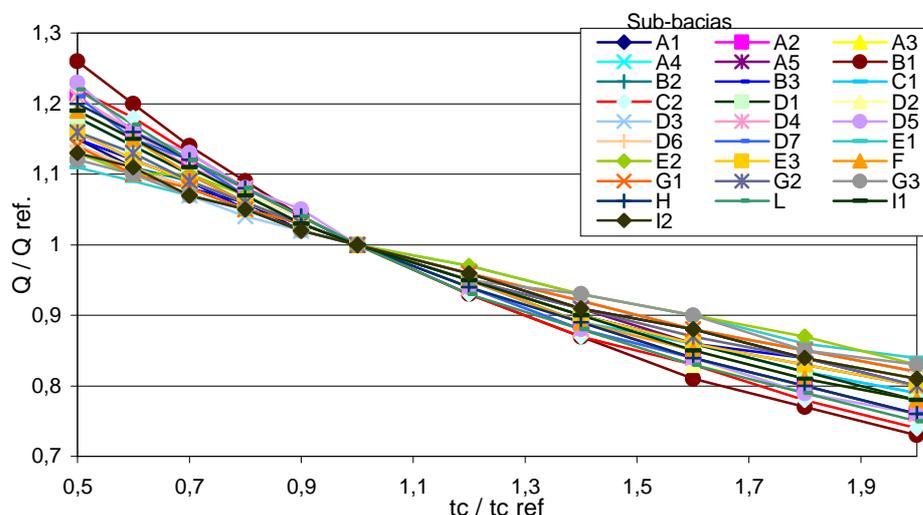


Figura 5.9- Resposta das sub-bacias de simulação à variação do tc e k no método de Clark.

Analisada as sub-bacias de simulação, foi avaliado o impacto da variação do tc e k na rede, ou seja, a determinação dos valores de vazão e custo em distintos pontos da rede. O estudo das variações em distintos pontos da rede procura observar o efeito da combinação de tempos de traslado distintos na rede sobre a sensibilidade da metodologia

A vazão estimada em distintos pontos da rede corresponde geralmente aquela estimada em junções e pontos notáveis da rede. Já o custo da rede, é o custo acumulado das tubulações e galerias desde a cabeceira até esse ponto (vide item 4.7).

Para a interpretação dos resultados apresentados neste item, cabe lembrar que, por exemplo, a vazão registrada na saída das sub-bacias de análise 6, 7, 8, 9, 10 e 11, no caso da simulação distribuída do sistema, corresponde à vazão a jusante dos trechos 5, 9, 18, 20, 24 e canal do Areia respectivamente (Figura 3.4), e que, a rede dentro de cada sub-bacia de análise é aquela desde a cabeceira até os trechos indicados anteriormente.

Vale destacar, que os resultados da *simulação concentrada* das sub-bacias de análise foram obtidos da simulação P-Q com os parâmetros para as sub-bacias de análise estimados considerando-as como um todo (foram adotados parâmetros médios para cada sub-bacia utilizando a da média ponderada dos valores já determinados no capítulo 3 para as sub-bacias de simulação). A *simulação distribuída* da sub-bacias de análise é consequência da propagação na rede de macrodrenagem da simulação P-Q das sub-bacias de simulação que compõem cada bacia de análise.

Na análise do impacto da variação de t_c e k (metodologia de Clark) nas sub-bacias de análise na vazão escoada na rede de macrodrenagem (Figura 5.10), é possível observar que existe uma menor homogeneidade na resposta com respeito aos resultados na saída das sub-bacias de simulação (que estão contidas nas sub-bacias de análise), como consequência da combinação de tempos de concentração e tempos de traslado distintos até os trechos indicados, acontecendo em alguns pontos, a coincidência temporal de situações críticas, tal como é esquematizado na (Figura 5.11)..

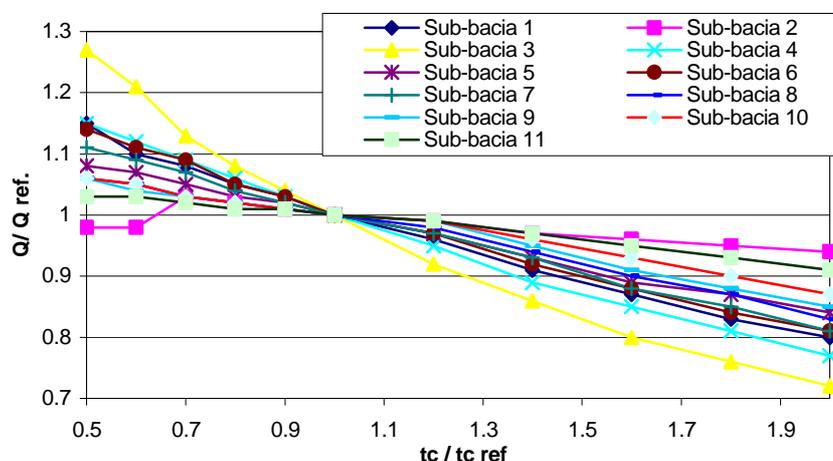


Figura 5.10- Variação relativa de Q_{\max} na rede das sub-bacias de análise com respeito a uma variação de 100% no valor do t_c .

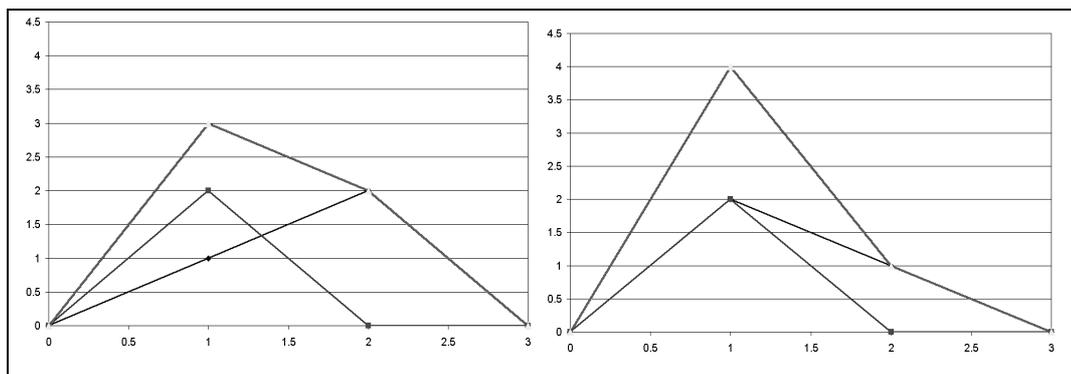


Figura 5.11 – Esquema da superposição de efeitos pela mudança na posição do pico.

É possível observar também na Figura 5.10, que conforme aumenta o tamanho da rede, a influência da variação do tc e k na vazão máxima vai diminuindo (desde 20% de variação nas sub-bacias na cabeceira, até aproximadamente 10% no final da rede da bacia do Arroio da Areia).

A sub-bacia de análise 3 apresentou um comportamento distinto das demais, porque contém dentro a sub-bacia B1 de aproximadamente 1,0km², que por causa da inexistência de rede de macrodrenagem (é hoje um terreno em processo de loteamento), é simulada em forma concentrada.

A diferença no custo da rede da variação de $\pm 100\%$ de tc e k na metodologia de Clark, é uma variação de aproximadamente 10% (R\$ 3.000.000 na totalidade da rede do Arroio da Areia ou sub-bacia de análise 11) (Figura 5.12 e Tabela 5.2). Os valores, embora suficientemente pequenos para considerar que o parâmetro tenha pouca influência no custo final frente a outros fatores, como se verá mais adiante, são significativos para justificar cuidados na sua determinação.

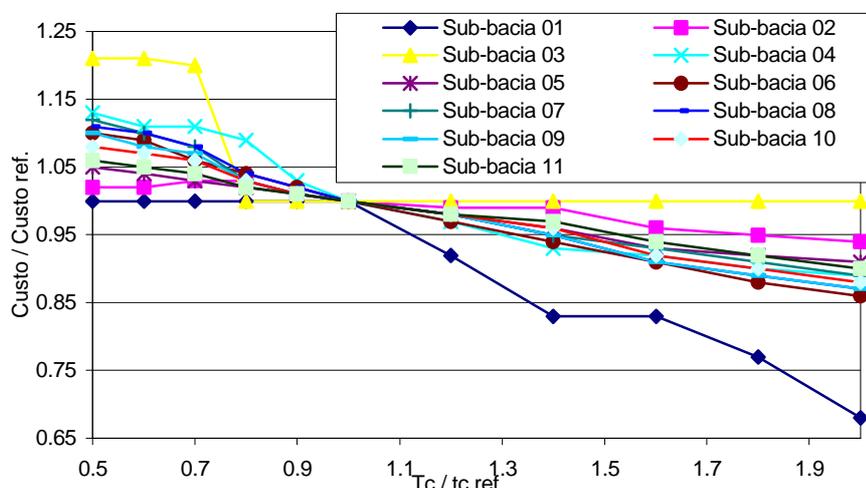


Figura 5.12- Variação relativa do custo na rede nas sub-bacias de análise para uma variação relativa de 100% no valor do tc e K .

Na Figura 5.12 também se observa que as sub-bacias 1 e 3 apresentaram comportamento diferenciado das restantes sub-bacia. O comportamento “distinto” é consequência de que devido às características das sub-bacias estão sendo simuladas em forma concentrada.

Tabela 5.2- Custo da rede nas sub-bacias de análise para uma variação relativa de 100% no valor de referência de t_c e k no método de Clark (R\$ x 1000.000) .

| Tc/Tc ref. | Sub-bacia | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 0,5 | 0,69 | 2,06 | 2,05 | 2,76 | 11,89 | 6,49 | 9,96 | 13,83 | 16,70 | 23,12 | 45,34 |
| 0,6 | 0,69 | 2,05 | 2,04 | 2,73 | 11,79 | 6,39 | 9,83 | 13,67 | 16,53 | 22,92 | 44,96 |
| 0,7 | 0,69 | 2,06 | 2,03 | 2,72 | 11,69 | 6,24 | 9,65 | 13,49 | 16,33 | 22,68 | 44,63 |
| 0,8 | 0,69 | 2,06 | 1,68 | 2,67 | 11,52 | 6,11 | 9,16 | 12,95 | 15,77 | 22,08 | 43,77 |
| 0,9 | 0,69 | 2,03 | 1,69 | 2,52 | 11,42 | 5,98 | 9,03 | 12,64 | 15,44 | 21,70 | 43,29 |
| Referência | 0,69 | 2,01 | 1,69 | 2,45 | 11,33 | 5,89 | 8,91 | 12,45 | 15,24 | 21,45 | 42,87 |
| 1,2 | 0,64 | 1,98 | 1,69 | 2,39 | 11,15 | 5,69 | 8,69 | 12,17 | 14,89 | 21,04 | 42,22 |
| 1,4 | 0,57 | 1,97 | 1,69 | 2,27 | 10,93 | 5,51 | 8,48 | 11,85 | 14,45 | 20,50 | 41,37 |
| 1,6 | 0,57 | 1,93 | 1,69 | 2,26 | 10,55 | 5,33 | 8,27 | 11,28 | 13,85 | 19,74 | 40,08 |
| 1,8 | 0,53 | 1,90 | 1,69 | 2,20 | 10,41 | 5,18 | 8,08 | 11,03 | 13,51 | 19,27 | 39,32 |
| 2,0 | 0,47 | 1,89 | 1,69 | 2,18 | 10,26 | 5,06 | 7,93 | 10,88 | 13,24 | 18,93 | 38,75 |

5.2.1.2 Hidrograma Unitário Triangular do Soil Conservation Service (HU-SCS).

O método do hidrograma unitário triangular mostrou relativamente alta sensibilidade às variações de t_c , seu único parâmetro (Figura 5.13), embora a sensibilidade foi menor que a obtida aplicando a metodologia Clark, com os dois parâmetros analisados.

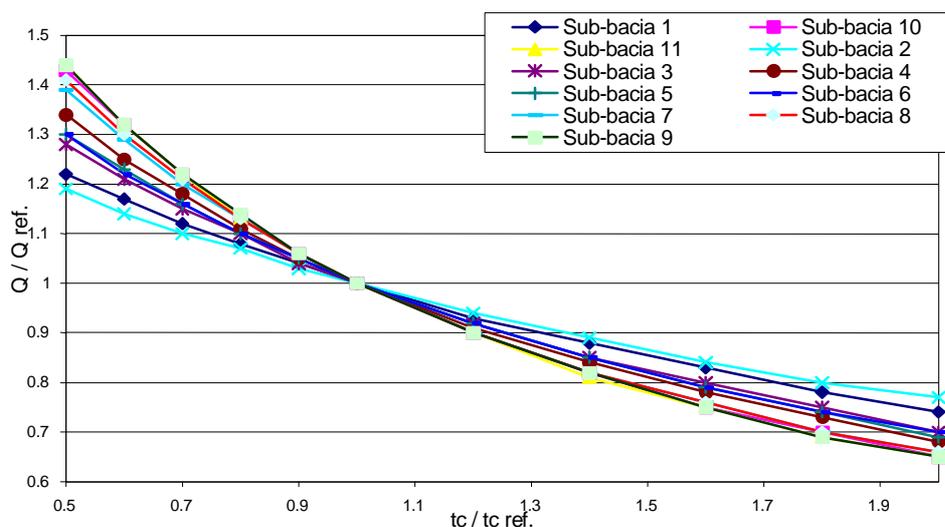


Figura 5.13 – Resposta na vazão das sub-bacias de análise (simuladas em forma concentrada) à variação do t_c no método HU-SCS.

Verifica-se também na Figura 5.13, que nesta metodologia existe alta sensibilidade das sub-bacias maiores à variação do t_c , sendo visível uma maior dispersão nos resultados que aqueles encontrados na metodologia de Clark.

A semelhança com os resultados obtidos na metodologia de Clark na vazão e no custo da rede (Figura 5.14 , Figura 5.15 e Tabela 5.3) , permitem aplicar as mesmas conclusões que no Método de Clark. Porém as variações neste caso são ligeiramente menores as obtidas para a mesma variação do t_c e K na metodologia de Clark.

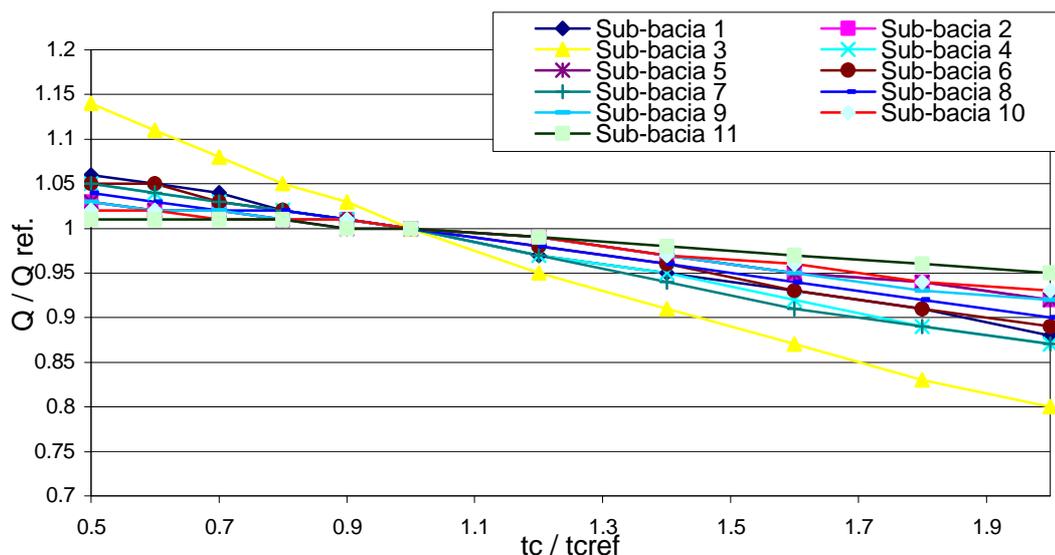


Figura 5.14- Variação relativa de $Q_{máx}$ na rede das sub-bacias de análise com relação à variação de 100% no valor do t_c .

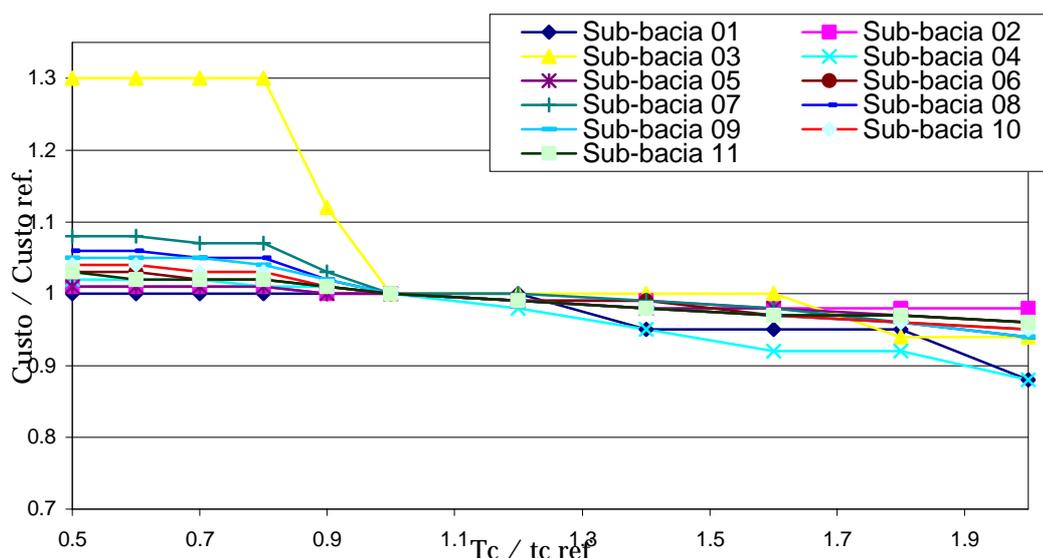


Figura 5.15 – Variação relativa do custo da rede das sub-bacias de análise com relação à variação de 100% no valor do t_c .

Tabela 5.3 - Custo da rede nas sub-bacias de análise para uma variação relativa de 100% no valor do t_c no método HU-SCS (R\$ \times 1.000.000).

| Tc/Tc ref. | Sub-bacia | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 0,5 | 0,48 | 1,65 | 1,69 | 2,11 | 9,19 | 4,73 | 7,51 | 10,37 | 12,54 | 17,48 | 35,05 |
| 0,6 | 0,48 | 1,65 | 1,69 | 2,11 | 9,16 | 4,72 | 7,50 | 10,36 | 12,53 | 17,47 | 35,01 |
| 0,7 | 0,48 | 1,65 | 1,69 | 2,11 | 9,15 | 4,68 | 7,46 | 10,32 | 12,47 | 17,39 | 34,92 |
| 0,8 | 0,48 | 1,65 | 1,69 | 2,09 | 9,14 | 4,68 | 7,46 | 10,31 | 12,46 | 17,37 | 34,82 |
| 0,9 | 0,48 | 1,64 | 1,46 | 2,09 | 9,09 | 4,62 | 7,16 | 10,01 | 12,14 | 17,05 | 34,45 |
| Referência | 0,48 | 1,64 | 1,30 | 2,07 | 9,07 | 4,59 | 6,96 | 9,79 | 11,92 | 16,80 | 34,18 |
| 1,2 | 0,48 | 1,62 | 1,30 | 2,02 | 9,02 | 4,56 | 6,93 | 9,71 | 11,82 | 16,66 | 33,99 |
| 1,4 | 0,45 | 1,62 | 1,30 | 1,97 | 8,92 | 4,54 | 6,88 | 9,61 | 11,68 | 16,50 | 33,64 |
| 1,6 | 0,45 | 1,62 | 1,30 | 1,91 | 8,88 | 4,48 | 6,81 | 9,48 | 11,54 | 16,29 | 33,33 |
| 1,8 | 0,45 | 1,62 | 1,22 | 1,91 | 8,82 | 4,44 | 6,68 | 9,35 | 11,39 | 16,12 | 33,10 |
| 2,0 | 0,42 | 1,62 | 1,22 | 1,83 | 8,75 | 4,41 | 6,63 | 9,21 | 11,20 | 15,91 | 32,73 |

5.2.1.3 Comparação dos resultados obtidos com ambas metodologias.

Nos itens anteriores foi analisada a sensibilidade das metodologias de Clark e HU-SCS, em bacias simuladas em forma distribuída e em forma concentrada.

Nas sub-bacias de análise simuladas em forma concentrada, a influência do tempo de concentração foi sensivelmente superior à registrada na simulação distribuída, como consequência do fato de as bacias maiores terem maior sensibilidade ao tempo de concentração.

Na Figura 5. 16 observa-se o erro (em percentagem) na vazão de pico para uma variação de 100% no valor de t_c em sub-bacias de distinto tamanho; o impacto da diferença do valor de t_c na vazão de pico aumenta com a área da bacia até ser aproximadamente constante no valor de 45% para sub-bacias maiores a 3,0 km².

Vale lembrar que na simulação concentrada, o tempo de traslado d'água nas sub-bacias e tubulações é englobado dentro do parâmetro t_c , diferindo da simulação distribuída onde o tempo de concentração representa somente o tempo de traslado nas sub-bacias (na simulação distribuída ganha importância o tempo de traslado nas tubulações que basicamente está governado pelas características da rede (declividade, rugosidade, planície de inundação, etc.)).

A variação de 30% nos valores da vazão de pico na simulação distribuída (que foi a utilizada na simulação da rede), significa menos de 10% de diferença nos custos. De esta

forma pode considerar-se que existe baixa sensibilidade da metodologia aplicada na sub-bacia do arroio da Areia a erros na estimativa do tempo de concentração.

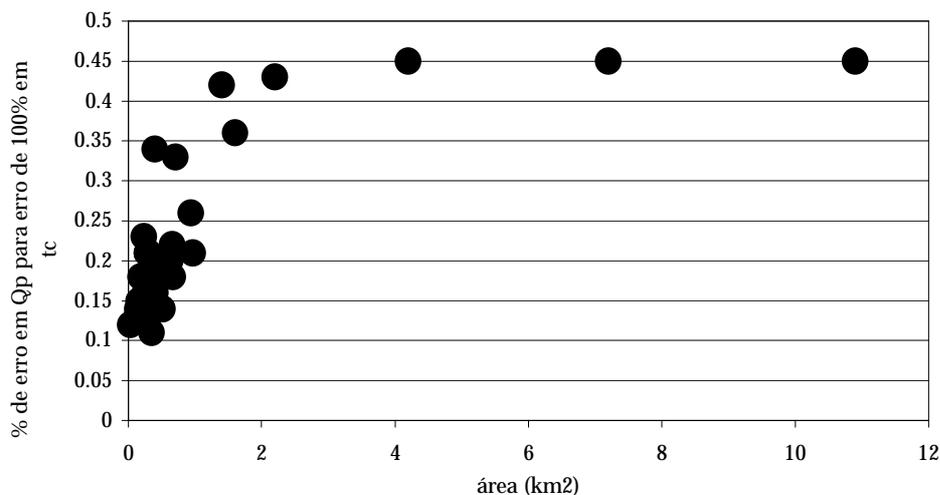


Figura 5.16 – Percentagem de erro na vazão para uma variação de 100% no valor de t_c em sub-bacias de distinto tamanho.

A variação apontada correspondeu a experimentada por cada metodologia, porém, para todas as sub-bacias de análise, a metodologia do SCS sistematicamente apresentou valores de vazão e custo inferiores à metodologia de Clark (Figura 5.17). As diferenças entre as metodologias foram superiores ao intervalo de variação em cada uma delas, devido à possível variação do t_c . Por exemplo: a variação média da vazão devido a mudanças do t_c em cada metodologia foi de 20%, e a diferença entre os valores de ambas metodologias foi de 33% (diferença de 20% no custo estimado com cada metodologia).

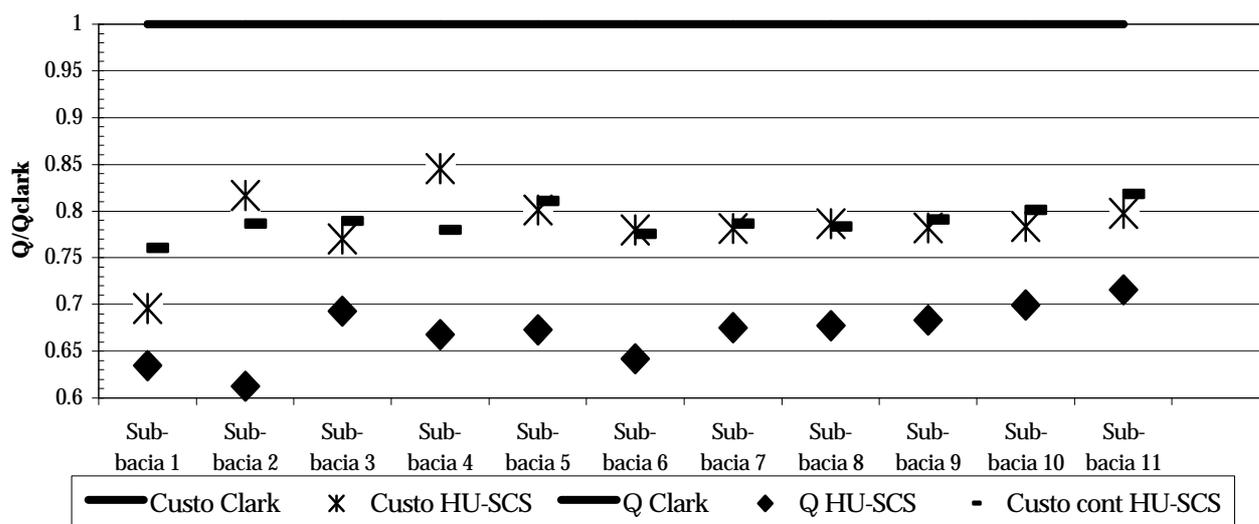


Figura 5.17 - Comparação dos valores de referência de vazão e custo obtidos com a metodologia de Clark e do HU-SCS.

O método do Hidrograma Unitário (SCS) possivelmente estaria subestimando a vazão de pico, porque o método supõe um coeficiente amortecimento de pico constante $C_p=0,75$, que segundo Porto (1995), resulta baixo para bacias urbanas, onde a alta densidade de redes de drenagem acelera consideravelmente o escoamento. A respeito do método de Clark, poucas conclusões com relação aos valores obtidos podem ser discutidas por falta de dados medidos na bacia em estudo, embora o uso de parâmetros baseado em pesquisas sobre bacias similares (Germano, 1997), leve a pensar que não existiria um grande afastamento da realidade.

A falta de dados medidos impede a determinação de qual é o afastamento de cada valor com relação ao valor correto, mas indica a necessidade de novos estudos para determinar, por um lado, a validade das mesmas, e por outro os parâmetros para a simulação da macrodrenagem urbana.

Na análise das diferenças no custo da rede obtido a partir de cada metodologia (Figura 5.17), devido ao comportamento singular mostrado por algumas sub-bacias, foi incluída a comparação de custos estimados mediante funções contínuas. Como os custos contínuos se afastam do valor verdadeiro em aproximadamente um valor constante (item 5.3.3), a relação entre os custos das duas metodologias calculados de esta forma permite ter uma idéia do “*valor esperado*” da relação entre custos, sem a influência da capacidade ociosa.

5.2.2 Variação da posição do pico da chuva.

A movimentação do pico da chuva (intervalo de maior intensidade de precipitação) no sentido crescente da duração da chuva, eleva as vazões como conseqüência de que a primeira parte da chuva ao penetrar no solo, vai saturando a camada superior do solo, reduzindo a permeabilidade. De esta forma, o pico (que se encontra mais atrasado) sofre uma menor infiltração.

Para sub-bacias com maior CN, ou seja, para as bacias mais impermeáveis, as diferenças na posição do pico têm um menor impacto sobre a vazão e custo, devido à diminuição do efeito da primeira parte da chuva sobre a permeabilidade.

A colocação do pico da chuva no 75% da duração da chuva incrementa em média 20% a vazão e 8% os custos, sendo o coeficiente de variação ($CV=\sigma/\mu$) de 0,05. Já o pico no 25% da duração da chuva significa uma diminuição de 24% na vazão, e pouco mais do 15% no custo com coeficiente de variação superior a 10% (Figura 5.18).

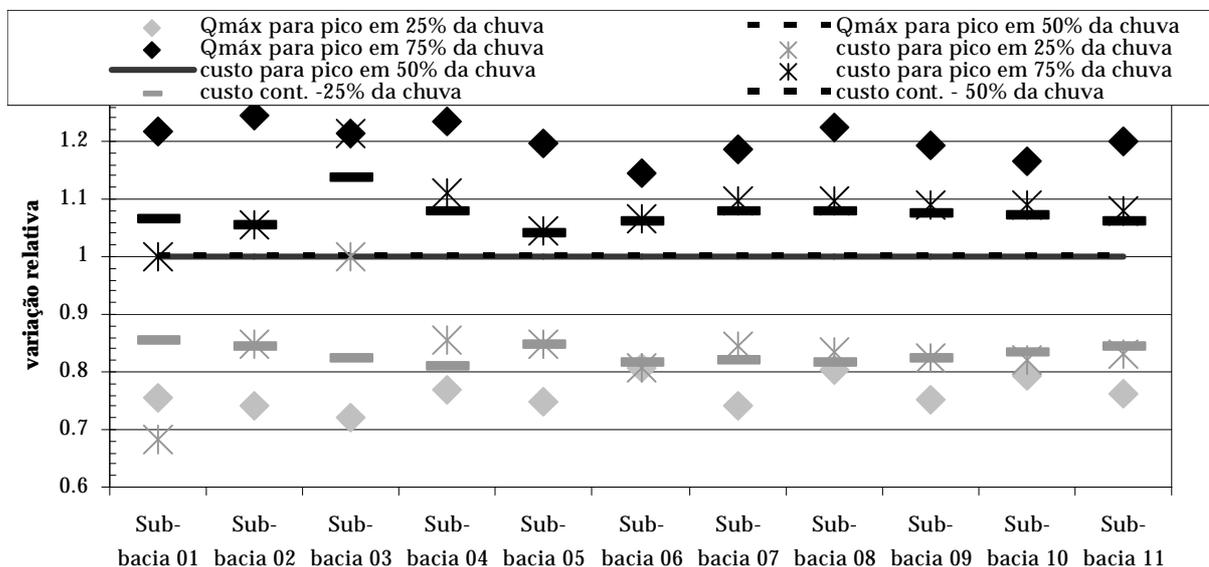


Figura 5.18 - Variação relativa da vazão e na rede da sub-bacias de análise com relação a modificação da posição do pico da chuva .

São curiosos os resultados obtidos no custo das sub-bacias 1 e 3, embora com uma explicação muito simples. As sub-bacias 1 e 3, como fora comentado anteriormente, tem reduzido tamanho e baixa densidade de rede de drenagem, sendo, portanto, simuladas em forma concentrada. A rede de drenagem existente está composta basicamente por tubulações circulares. No caso da sub-bacia 1, é de observar que um aumento de 20% na vazão, não produz aumento nenhum no custo, devido ao fato que os se encontram inicialmente no limite inferior de sua capacidade podendo absorver o aumento de vazão e sem necessidade de trocar a tubulação. Na sub-bacia 3 a situação é a inversa, estando a tubulação existente dimensionada no seu limite máximo de capacidade, ou seja qualquer pequeno aumento de vazão requer automaticamente a substituição da tubulação por uma maior.

Da mesma forma que nos itens anteriores, a relação entre os custos estimados mediante uma equação contínua foi empregada para determinação do “valor esperado” da variação, sem o efeito da capacidade ociosa.

5.2.3 Variação da IDF usada.

Como fora discutido no capítulo 2, existe uma diferença notável nos totais precipitados registrados nos distintos postos pluviométricos na cidade de Porto Alegre, embora não exista grande distância entre eles, e as séries de dados terem durações similares (21 e 23 anos)..

A diferença é atribuída por Silveira (2000) a efeitos urbanos, porém, surge a pergunta de se a diferença poderia ser conseqüência da não homogeneidade dos períodos de registro (no Aeroporto o período de registro é de 1962 a 1987; e no INMET de 1974 a 1998).. Nenhum estúdio sobre a causa desta diferença foi realizado porque não é o escopo deste trabalho encontrar a causa de tais diferenças, e sim alertar sobre os cuidados necessários no uso de dados pluviográficos em regiões com um único posto de medição, ou ainda, em regiões sem nenhum posto de medição.

A diferença encontrada em Porto Alegre significa que as vazões geradas a partir da curva IDF que corresponde ao posto Redenção são superiores (70% em média), às geradas com base no posto Aeroporto. A diferença entre os postos de 8° Distrito de Meteorologia e o Aeroporto, são ainda superiores a 80 % (Figura 5.19).

Em termos de custo, as diferenças de vazão apresentadas representam em ambos casos, variações superiores a 40% no custo, embora o efeito da capacidade ociosa mascare os resultados na sub-bacia 1.

Novamente foi utilizado o custo obtido com funções contínuas para mostrar o “valor esperado” da variação em sub-bacias influenciadas pela capacidade ociosa.

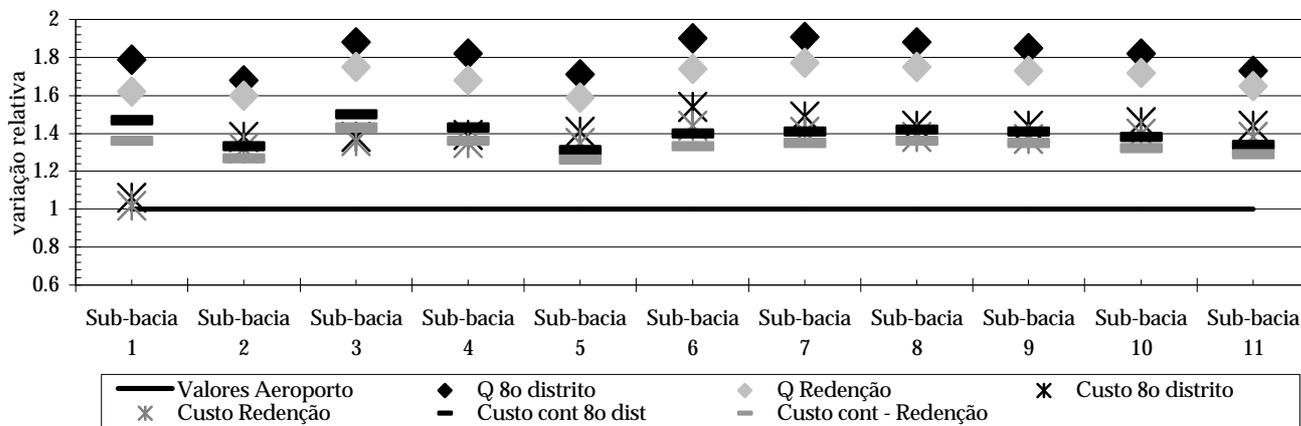


Figura 5.19 - Variação relativa da vazão e do custo da rede para a modificação da IDF usada no cálculo.

Os resultados indicam que as incertezas relacionadas com a estimativa da chuva podem ser muito grandes, devido à existência de grande variabilidade nos registros em locais relativamente próximos. A variabilidade tem um impacto muito importante sobre o custo, e o que talvez seja mais importante, sobre a confiabilidade da rede, indicando que deve ser prevista a coleta de dados que permita reduzir a incerteza sobre a chuva na bacia.

5.2.4 Variação do CN.

Inicialmente verificou-se a sensibilidade do sistema às mudanças no valor do CN, tentando verificar as respostas das sub-bacias de simulação à variação do CN dentro da faixa que produz escoamento ($60 < CN < 100$) (Figura 5.20).

Na Figura 5.21, obtida ao dividir cada uma das vazões da figura anterior pela vazão no mesmo ponto para $CN = 85$, é possível observar, que a variação aplicada ao CN gera uma resposta ligeiramente não linear da vazão (pode considerar-se quase linear para variações menores a 10%), e que a diferença do tempo de concentração, o comportamento da variação não se modifica com o aumento da área da sub-bacia. A independência da área é uma questão metodológica, devido a que a área não participa das equações da metodologia (equações 1.4 a 1.7). Foi escolhido $CN=85$ como valor de adimensionalização porque resultava próximo dos valores do cenário de impermeabilidade média (cenário atual de ocupação da bacia).

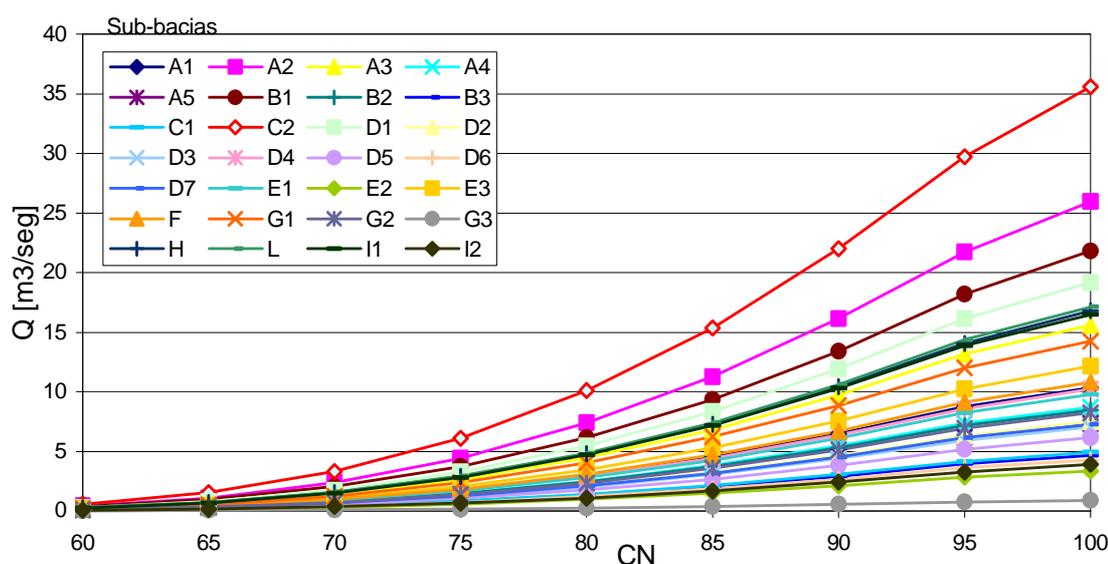


Figura 5.20 – Resposta na vazão das sub-bacias de simulação à variação do CN.

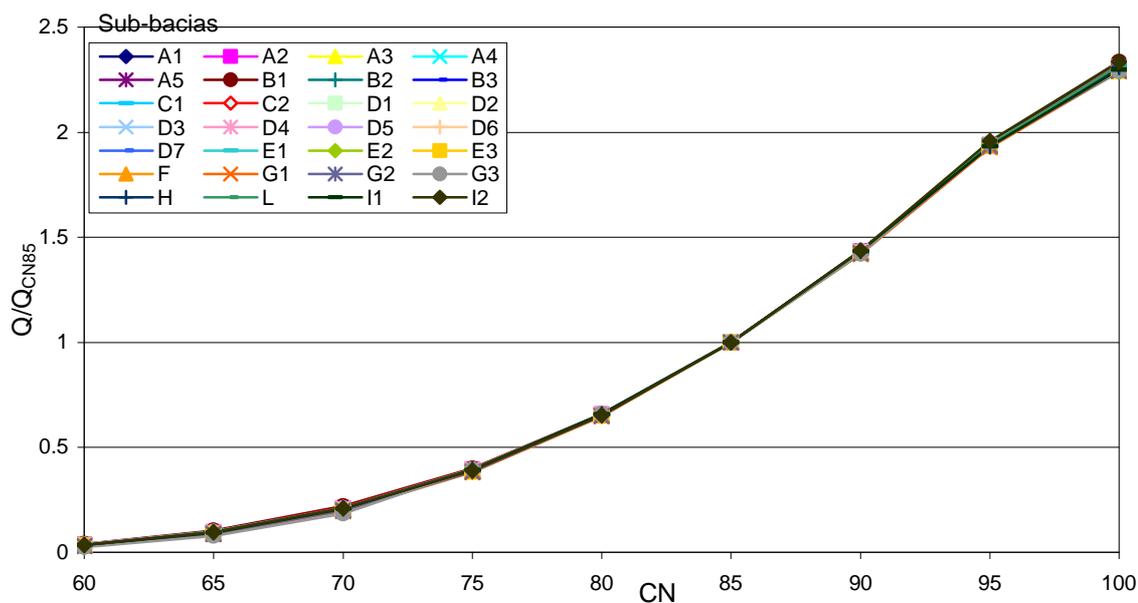


Figura 5.21 – Resposta na vazão das sub-bacias de simulação à variação do CN.

Analisando com maior detalhe a Figura 5.21, se adverte que partindo de qualquer valor de referência, dentro do intervalo usual de CN em estudos de macrodrenagem urbana ($75 < CN < 95$), para uma variação relativa de $\pm 10\%$ do valor de referência do CN, a variação no CN é amplificada resultando na alteração relativa do valor original de $Q_{\text{máx}}$ entre 45% e 80%. Em outras palavras, dentro do intervalo usual, pequenas mudanças no CN, produzem grandes impactos na vazão.

Partindo de valores de referência distintos, por exemplo $CN \approx 85$, como seria no caso de ocupação atual da bacia (impermeabilidade média), a variação de $Q_{\text{máx}}$ para uma mudança de 10% no valor de CN resulta próxima a 60%; e no caso da situação futura de ocupação da bacia (impermeabilidade alta), a variação na $Q_{\text{máx}}$ para a variação de 10% no CN é próxima a 70%.

A variação anterior supõe que todas as sub-bacias têm o mesmo valor de CN; como isto não ocorre na realidade, foram realizadas novas simulações levando em conta o CN real de cada sub-bacia. As simulações com o CN real mostraram que a variação experimentada na vazão na saída das sub-bacias, para o cenário atual, por exemplo, fica entre 0,45 e 1,95 vezes o valor original (a variação é de quase 100%).

Também foi verificado que a sensibilidade do volume escoado à variação de CN é semelhante à sensibilidade da vazão de pico.

A Figura 5.22 representa a análise de sensibilidade do custo da rede com a variação do CN dentro da faixa que produz escoamento. Para facilitar a aplicação dos resultados foi indicada a variação relativa do custo para o aumento de 5 unidades do CN. Assim, foi determinado por exemplo, o custo da rede para CN=65 em todas as sub-bacias de simulação, e relacionado com o custo estimado com CN=60 em todas as sub-bacias. A análise foi estendida para os seguintes intervalos de 5 unidades no valor do CN até a impermeabilização total (CN=100). A variação do custo para cada incremento do valor do CN foi em média de 19 % (17% se são descontadas as variações experimentadas pela rede nas sub-bacias 1 e 3, cujo comportamento já fora explicado).

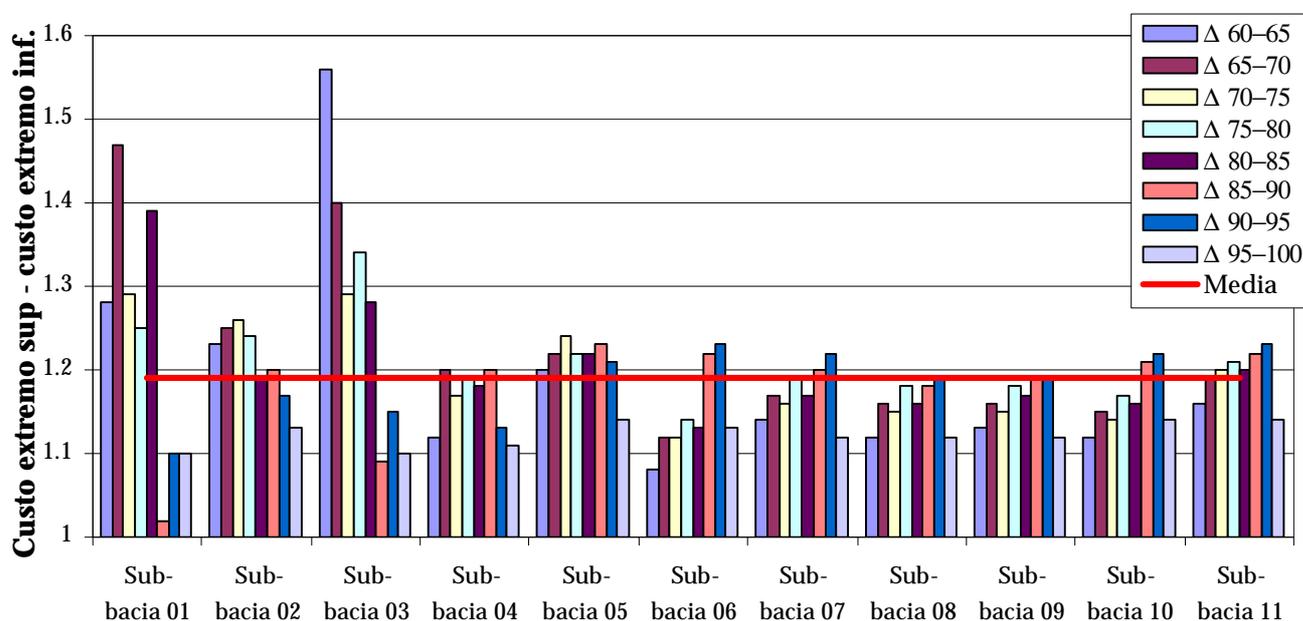


Figura 5.22 – Variação relativa do custo da rede nas sub-bacias de análise com relação a um incremento de cinco unidades no CN.

O impacto de uma diminuição do valor do CN sobre a vazão de pico e o custo em distintos pontos da rede (Figura 5.23), foi similar o impacto observado na análise das sub-bacias (Figura 5.21). Já um aumento do valor do CN de até 10%, produziu uma variação relativa superior em distintos pontos da rede a aquela obtida nas sub-bacias de simulação, como consequência do efeito de superposição de picos.

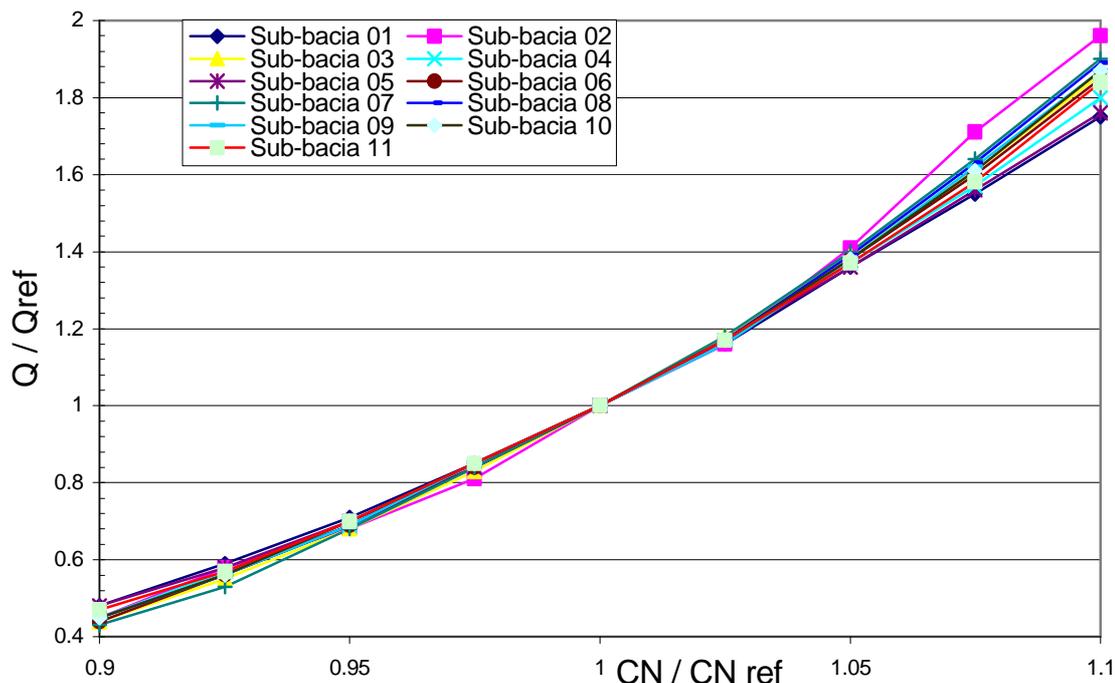


Figura 5.23 - Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$.

Até aqui foi visto que existe uma grande influência de mudanças no parâmetro CN sobre o valor da vazão de pico. Porém, foi constatado que não existe efeito significativo de mudanças no CN sobre o tempo ao pico; o que confirma, de uma certa maneira, as observações feitas por Cheveraux *et. al.* (1978)

A menor influência no tempo ao pico, assim como a não existência de influência da área na metodologia, foram provavelmente a razão pela qual a sensibilidade não foi diminuindo com o aumento da rede, como fora observado na análise do tc. Neste caso, as mudanças no parâmetro CN não influem sobre a forma do hidrograma, agem principalmente sobre o volume e o pico.

Os custo da rede são incrementados em média 45% para um incremento de 10% no CN, e diminuídos em 35% para um decréscimo da mesma grandeza. Em valores absolutos, significa R\$ 20.000.000 e R\$ 17.500.000 no custo total da rede de macrodrenagem do Arroio da Areia. (Figura 5.24 e Tabela 5.4). Estes valores diminuem linearmente, de forma que, por exemplo, para 5% de erro na estimativa do CN, o impacto no custo é a metade do apresentado anteriormente.

Tabela 5.4 – Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN (R\$ x 1000.000).

| CN/CNref | Sub-bacia | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 0,900 | 0,37 | 1,37 | 1,22 | 1,67 | 7,67 | 3,59 | 5,69 | 7,87 | 9,56 | 13,37 | 27,72 |
| 0,925 | 0,45 | 1,55 | 1,22 | 1,83 | 8,47 | 4,37 | 6,56 | 9,15 | 11,08 | 15,48 | 31,33 |
| 0,950 | 0,47 | 1,68 | 1,46 | 2,09 | 9,24 | 4,74 | 7,30 | 10,14 | 12,29 | 17,22 | 34,69 |
| 0,975 | 0,57 | 1,82 | 1,69 | 2,24 | 10,21 | 5,21 | 8,11 | 11,11 | 13,58 | 19,12 | 38,49 |
| Referência | 0,69 | 2,01 | 1,69 | 2,45 | 11,33 | 5,89 | 8,91 | 12,45 | 15,24 | 21,45 | 42,85 |
| 1,025 | 0,69 | 2,17 | 2,04 | 2,75 | 12,37 | 6,51 | 10,01 | 13,90 | 16,91 | 23,80 | 47,28 |
| 1,050 | 0,69 | 2,40 | 2,15 | 2,86 | 13,70 | 7,28 | 11,04 | 15,09 | 18,38 | 26,13 | 52,16 |
| 1,075 | 0,71 | 2,68 | 2,22 | 3,12 | 15,14 | 8,07 | 12,03 | 16,41 | 20,00 | 28,73 | 57,46 |
| 1,100 | 0,73 | 2,87 | 2,30 | 3,38 | 16,37 | 8,91 | 13,11 | 17,79 | 21,74 | 31,42 | 62,83 |

Na Figura 5.24 pode-se observar um grande efeito da capacidade ociosa na sub-bacia 1, dado que foi adotada para a simulação de referência uma tubulação comercial significativamente superior ao diâmetro contínuo de referência.

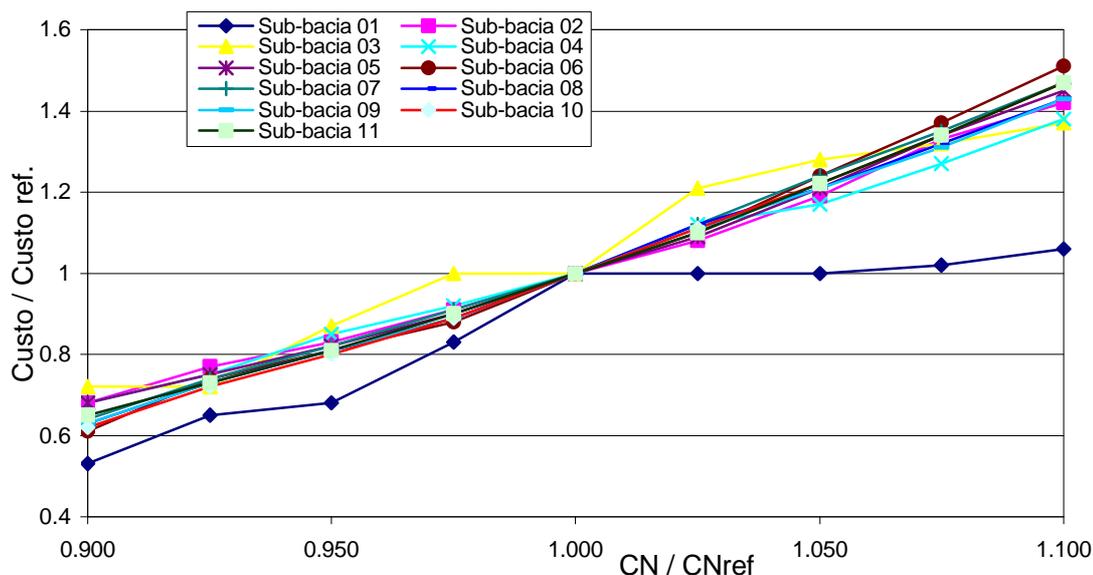


Figura 5.24 - Variação relativa do custo da rede das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN.

5.3 Análise do parâmetro mais sensível.

A partir dos resultados obtidos no item anterior, pode-se concluir a baixa sensibilidade da metodologia aplicada na sub-bacia do arroio da Areia a erros na estimativa do tempo de concentração e posição do pico da chuva, e a alta sensibilidade ao parâmetro CN e escolha da IDF para o cálculo.

Como geralmente a IDF é um “dado” que depende dos registros de chuva existentes, ou seja, adotada do posto mais próximo à bacia (ou quando mais, interpolada mediante polígonos de Thiessen em caso de existir mais de um posto vizinho), o CN é o parâmetro sobre o qual serão conduzidos estudos mais aprofundados.

A seguir será estudada a sensibilidade da metodologia aplicada na bacia do Arroio da Areia a variações do CN, desta vez partindo de um cenário de referência distinto (alta impermeabilidade), e considerando a influência de reservatórios de detenção. Foram analisadas: a instalação de uma nova rede, que poderia ser o caso de preparação de novos assentamentos urbanos; e o caso mais comum, de adequação da rede urbana às situações de alta impermeabilidade.

Também foi analisada a sensibilidade no custo quando é modificada a forma como este é estimado; ou seja, com a adoção de intervalos maiores entre dimensões das galerias; estimativa do custo de forma simplificada, a partir de uma equação; consideração do padrão de custos de Caxias do Sul, onde as galerias foram mais baratas que em Porto Alegre; e mudança na profundidade de aterramento das tubulações.

Como fora comentado em capítulos anteriores, a análise da sensibilidade procura avaliar modificações na saída do modelo devido a modificações na entrada do mesmo, servindo de estimativa da robustez do modelo. Porém, a análise de sensibilidade não inclui os custos envolvidos na escolha errada do parâmetro (por exemplo, sobrecusto praticado, custo de construção de uma tubulação auxiliar que evite alagamentos quando a principal foi subdimensionada, etc), que serão tratados mais na frente.

5.3.1 Análise da sensibilidade das metodologias para um cenário de alta impermeabilidade.

O cenário de alta impermeabilidade indica que as sub-bacias têm no mínimo 60% da sua área impermeabilizada (CN≈90), diferente da situação de média impermeabilidade, onde a área impermeável era próxima a 45% (CN≈85).

Como referência da situação de alta impermeabilidade foram adotados os valores para o cenário futuro de ocupação da bacia.

a) Instalação de uma nova rede.

A situação mostrada a continuação responde as mesmas características que a apresentada no item 5.2.4, ou seja a variação na vazão e no custo da rede para a implementação de uma nova rede (a diferença é que neste caso foram adotados como referência os parâmetros de simulação para a situação de alta impermeabilidade).. O caso de instalação de uma nova rede é um limite superior da situação que acontece normalmente numa bacia quando é necessário ampliar a capacidade de escoamento da rede. Nas bacias brasileiras normalmente a adição de capacidade é realizada substituindo alguns condutos e ampliando outros (por adição de capacidade mediante tubulações paralelas).

Neste cenário considera-se para o cálculo do custo, que no caso de necessidade de ampliação da rede a capacidade necessária é obtida implantando uma nova rede e desconsiderando a rede existente.

A análise da variação da vazão de pico, em função de CN (Figura 5.21 e Figura 5.23) em distintos pontos da rede, mostra que para o cenário futuro ou de alta impermeabilidade, variações de 10% no CN significam variações de 100% nos valores de vazão em esses locais. Isto significa um leve incremento na variação da vazão quando comparada com o cenário de média impermeabilidade (onde as variações foram variações foram de 90%).

As variações no custo (Figura 5.25), pelo contrário, experimentaram uma pequena diminuição, se comparadas com a situação atual.

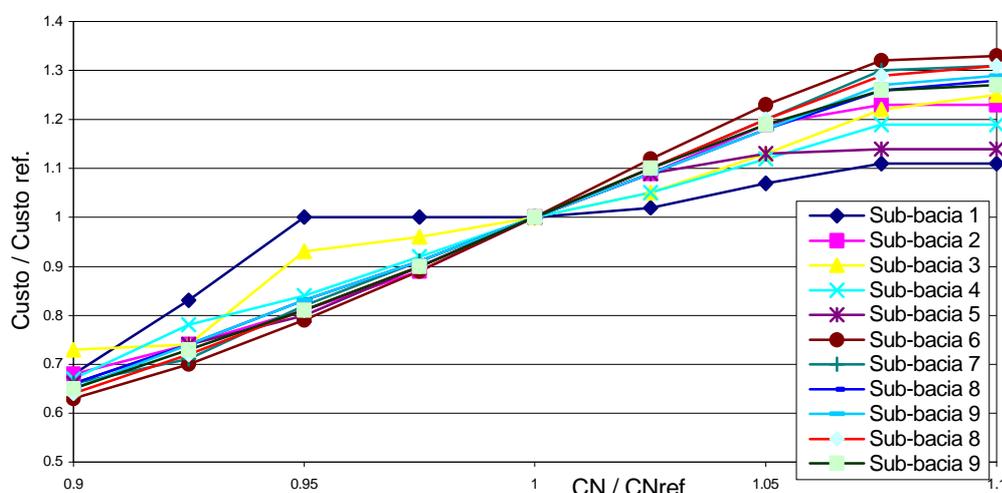


Figura 5.25 - Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – nova rede).

Isto é dado simplesmente porque com o aumento das dimensões, por questões de escala, o incremento relativo nos custo é menor, como pode ser apreciado na Figura 2.5.

A estabilização no custo para incrementos acima de 7,5% no valor do CN é consequência do alcance da impermeabilidade máxima nas bacias.

Em termos relativos, a variação no custo devido a erros no CN foi menor na situação de alta que na de média impermeabilidade (45% no cenário de média impermeabilidade contra 30% no cenário de alta impermeabilidade) a pesar das variações nas vazões terem tendência diferente (maiores no cenário de alta impermeabilidade). No entanto, em valores absolutos (Tabela 5.5) a variação de custos se manteve praticamente constante (aprox. R\$ 20.000.000 para a bacia do arroio da Areia) devido logicamente ao incremento nos custos das tubulações como consequência do seu maior tamanho.

Tabela 5.5 – Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN numa situação de alta impermeabilidade (R\$ x 1000.000).

| CN/CN ref. | Sub-bacia | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 0,900 | 0,47 | 1,72 | 1,69 | 2,24 | 10,01 | 5,32 | 8,27 | 11,27 | 13,68 | 19,18 | 38,35 |
| 0,925 | 0,57 | 1,89 | 1,69 | 2,61 | 11,12 | 5,90 | 8,99 | 12,72 | 15,43 | 21,61 | 42,92 |
| 0,950 | 0,69 | 2,06 | 2,14 | 2,78 | 12,14 | 6,69 | 10,37 | 14,32 | 17,42 | 24,38 | 47,86 |
| 0,975 | 0,69 | 2,26 | 2,21 | 3,04 | 13,57 | 7,51 | 11,42 | 15,68 | 19,11 | 26,99 | 53,23 |
| 1,000 | 0,69 | 2,55 | 2,29 | 3,32 | 15,11 | 8,44 | 12,59 | 17,18 | 20,96 | 29,92 | 59,02 |
| 1,025 | 0,71 | 2,78 | 2,42 | 3,48 | 16,42 | 9,42 | 13,85 | 18,66 | 22,83 | 32,87 | 64,90 |
| 1,050 | 0,74 | 3,03 | 2,60 | 3,74 | 17,10 | 10,35 | 15,13 | 20,26 | 24,79 | 35,94 | 70,05 |
| 1,075 | 0,77 | 3,13 | 2,81 | 3,95 | 17,29 | 11,16 | 16,32 | 21,72 | 26,65 | 38,69 | 74,08 |
| 1,100 | 0,77 | 3,13 | 2,86 | 3,97 | 17,29 | 11,26 | 16,52 | 21,97 | 26,96 | 39,15 | 74,70 |

b) Ampliação da rede existente.

O desenvolvimento urbano brasileiro tem produzido um aumento caótico na frequência das inundações. Na medida em que a cidade se urbaniza, ocorre o aumento das vazões máximas devido a impermeabilização e canalização, sendo portanto uma situação mais comum a de ampliação da rede existente para a sua adequação às condições de alta impermeabilização, que a apresentada no item a).

Foi considerada como rede existente, a obtida com base na simulação usando os parâmetros de referência para a o cenário de média impermeabilidade (que corresponde a situação atual de ocupação da bacia). Porém, em muitos casos da vida prática, a rede atual

já é insuficiente para escoar as vazões, existindo nestes casos uma situação intermediária entre as aqui definidas como instalação de uma nova rede e a ampliação da mesma.

Este cenário significa em termos práticos, que para os efeitos do cálculo do custo, quando existe necessidade de ampliação da rede esta é realizada considerando a rede já existente.

Neste caso, a rede ampliada, embora significativamente mais barata que no caso de implementação de uma nova rede, teve variações mais acentuadas no custo (Tabela 5.6 e Figura 5.26). Por exemplo, para diminuições de 10% no CN os valores resultam menores que os valores de referência para o cenário atual, não necessitando a rede ampliações na rede (Isso implica a consideração irreal de Custo=0). Embora pareça um exemplo um pouco estranho, não é tão difícil de acontecer na prática quando existem informações distintas sobre a impermeabilidade de uma bacia (Por exemplo, quando empresas distintas determinam área impermeável por metodologias distintas).

Tabela 5.6 – Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN numa situação de alta imperm. e ampliação da rede exist. (R\$x 1.000.000).

| CN/Cnref | Sub-bacia | | | | | | | | | | |
|----------|-----------|------|------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 0.900 | 0,00 | 0,00 | 0,27 | 0,07 | 0,00 | 0,02 | 0,29 | 0,36 | 0,36 | 0,36 | 0,36 |
| 0.925 | 0,06 | 0,00 | 0,41 | 0,26 | 0,00 | 0,10 | 0,78 | 1,16 | 1,29 | 1,77 | 2,80 |
| 0.950 | 0,17 | 0,30 | 1,03 | 1,04 | 3,21 | 1,82 | 3,59 | 5,03 | 6,07 | 7,98 | 15,57 |
| 0.975 | 0,31 | 1,07 | 1,44 | 1,66 | 5,78 | 3,22 | 5,60 | 7,78 | 9,41 | 12,98 | 25,10 |
| 1.000 | 0,41 | 1,40 | 1,52 | 1,95 | 7,94 | 4,32 | 7,01 | 9,72 | 11,85 | 16,59 | 32,45 |
| 1.025 | 0,51 | 1,67 | 1,77 | 2,29 | 9,50 | 5,30 | 8,47 | 11,88 | 14,50 | 20,44 | 39,72 |
| 1.050 | 0,64 | 1,98 | 2,23 | 2,62 | 10,14 | 6,31 | 10,14 | 13,93 | 17,06 | 24,18 | 45,58 |
| 1.075 | 0,64 | 2,11 | 2,31 | 3,10 | 10,52 | 7,28 | 11,38 | 15,73 | 19,23 | 27,28 | 50,23 |
| 1.100 | 0,64 | 2,11 | 2,38 | 3,11 | 10,52 | 7,41 | 11,63 | 15,99 | 19,57 | 27,80 | 50,98 |

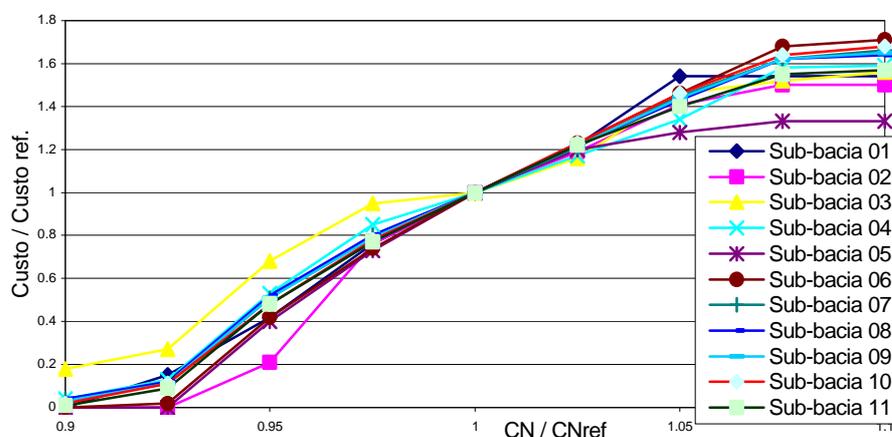


Figura 5.26- Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em ±10% (Alta impermeabilidade – ampliação da rede).

5.3.2 Análise da rede com reservatórios de detenção.

O uso de reservatórios de detenção para o controle dos excessos de vazão, sem transferir os problemas para jusante, vem ganhando aceitação no Brasil nos últimos tempos, embora seu uso já seja corrente nos países desenvolvidos.

Neste item é analisado como os reservatórios de detenção podem influir sobre a sensibilidade das metodologias analisadas às variações do valor do CN.

Os parâmetros de referência usados na simulação correspondem à situação de alta impermeabilidade ou situação futura de ocupação, devido a que corresponde normalmente ao cenário em que são usados os reservatórios.

a) Análise para instalação de nova rede.

Nesta etapa é verificada a sensibilidade da vazão e dos custos da rede a variações de $\pm 10\%$ no valor de CN, no caso de uma bacia onde está sendo implementada uma rede de macrodrenagem que prevê detenção da vazão em reservatórios.

Uma diminuição de 10% no valor do CN, abate a vazão de pico de referência em aproximadamente 50% (Figura 5.27). Já a análise para incrementos do CN, torna-se mais difícil devido a pouca homogeneidade da resposta: existe uma limitação física do volume disponível para armazenamento, e, na falta de capacidade de armazenamento nos reservatórios, os aumentos de vazão ingressam diretamente na rede sem amortecimento, mostrando conseqüentemente uma alta sensibilidade ao aumento. Como isso acontece em distintos tempos para distintas porções da bacia, existe uma maior heterogeneidade na resposta.

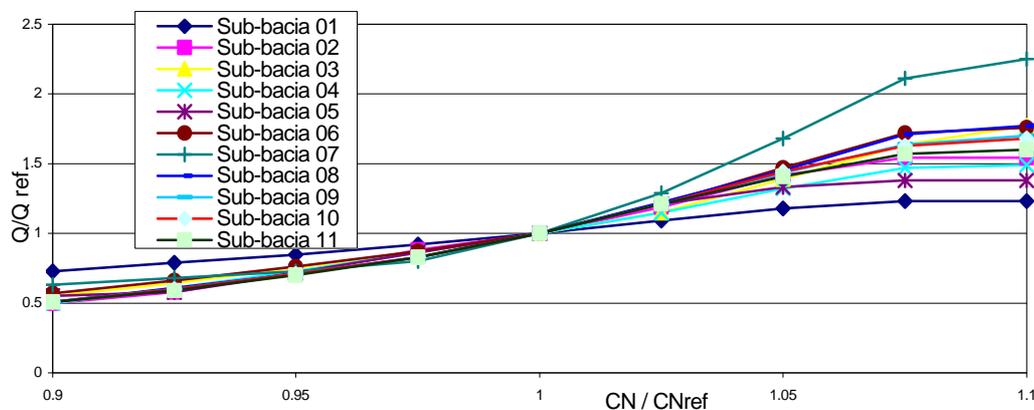


Figura 5.27 - Variação relativa da vazão em distintos pontos da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – nova rede com reservatórios).

A sub-bacia de análise 7 apresenta um comportamento mais sensível a incrementos de CN, como consequência de que os reservatórios instalados na sub-bacia estão dimensionados no limite máximo disponível (não existe possibilidade física de incrementar as dimensões dos reservatórios), que neste caso corresponde à simulação de referência. Excedida a capacidade máxima dos reservatórios, a vazão adicional é conduzida diretamente a jusante, onde pela falta de amortecimento, o crescimento da vazão é acelerado. Por outro lado, o dimensionamento dos reservatórios de forma ótima para os parâmetros de referência, amortece a vazão futura até valores muito pequenos, o que significa que qualquer aumento nas vazões ganha altas proporções (por exemplo, a sub-bacia 6 tem os valores reduzidos em aproximadamente R\$ 2.000.000 para todo o intervalo de variação de CN, com relação à simulação sem reservatórios; de forma que em valores relativos a diferença percentual é maior que na situação sem reservatórios).

A análise da variação dos custo da rede (rede + reservatórios de detenção - Tabela 5.7 e Figura 5.28-), mostra, para o caso de subestimativa do CN, uma menor sensibilidade que a rede sem os reservatórios, como consequência de o custo transferido para elementos mais baratos que a tubulação(reservatórios). Incrementos de CN tem efeitos distintos, dependendo da existência de espaço para ampliação dos reservatórios: nos casos em que a limitação física da possibilidade de aumento dos reservatórios acontece próxima dos valores de referência, o custo da rede resulta “otimizado” para essa situação e com valores baixos, qualquer incremento resulta amplificado em valores relativos (da mesma forma que exemplificada anteriormente); devido a que no momento de superar a capacidade disponível para armazenar, as vazões são propagadas sem atenuação, transferindo novamente o peso dos custos sobre as tubulações (que são mais caras e tendem a aumentar significativamente o custo).

Analisando com mais detalhe é possível observar que a na sub-bacia de análise 1, dada a existência de grandes espaços para reservatórios de detenção, o impacto da variação do CN sobre a vazão resultou diminuída pela metade, se comparada com os outras sub-bacias.

Tabela 5.7 - Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN (alta impermeabilidade e rede com reservatórios -R\$ x 1000.000).

| CN/CNref | Sub-bacia | | | | | | | | | | |
|----------|-----------|------|------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 0,900 | 0,45 | 1,69 | 1,57 | 2,24 | 8,68 | 4,47 | 7,58 | 10,34 | 12,17 | 16,51 | 32,17 |
| 0,925 | 0,47 | 1,85 | 1,74 | 2,61 | 9,22 | 5,10 | 8,56 | 11,93 | 13,95 | 18,72 | 35,47 |
| 0,950 | 0,49 | 2,04 | 2,14 | 2,78 | 10,07 | 5,50 | 9,52 | 13,06 | 15,21 | 20,57 | 38,96 |
| 0,975 | 0,55 | 2,24 | 2,20 | 3,04 | 11,22 | 5,98 | 10,34 | 14,14 | 16,52 | 22,46 | 42,84 |
| 1,000 | 0,58 | 2,45 | 2,24 | 3,33 | 12,47 | 6,46 | 11,09 | 15,17 | 17,82 | 24,51 | 47,23 |
| 1,025 | 0,63 | 2,68 | 2,57 | 3,48 | 13,61 | 7,23 | 12,34 | 16,93 | 19,89 | 27,46 | 52,64 |
| 1,050 | 0,70 | 2,91 | 2,69 | 3,74 | 14,30 | 8,14 | 13,56 | 18,46 | 21,78 | 30,28 | 57,32 |
| 1,075 | 0,73 | 3,04 | 2,84 | 3,96 | 14,47 | 9,01 | 14,78 | 19,96 | 23,57 | 32,83 | 60,96 |
| 1,100 | 0,73 | 3,04 | 2,95 | 3,97 | 14,48 | 9,12 | 15,05 | 20,24 | 23,91 | 33,29 | 61,67 |

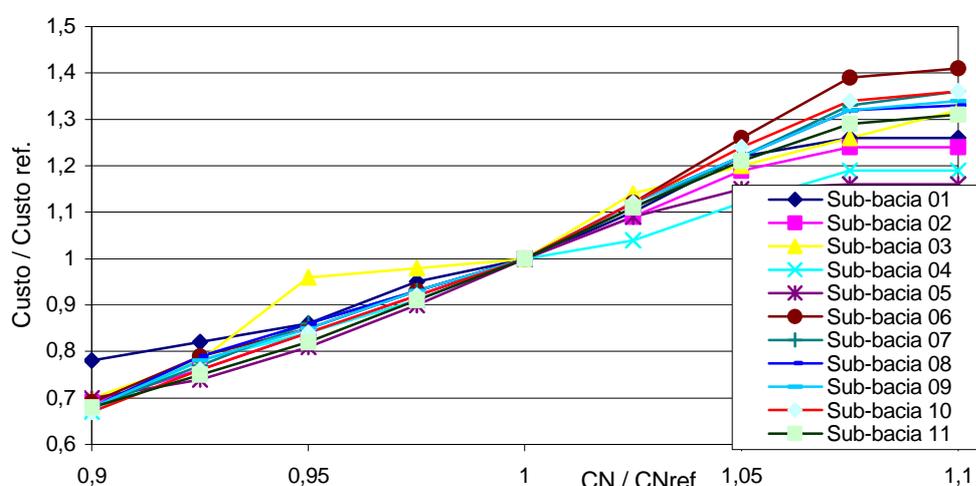


Figura 5.28 - Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – nova rede com reservatórios).

Comparando os resultados obtidos, com os da rede sem reservatórios, foi possível observar que nos casos em que existiu grande capacidade disponível para reservatórios, foram menores as variações de vazão e custo na rede com reservatórios. Pelo contrario, quando os parâmetros estavam otimizados para a simulação de referência, devido ao efeito numérico apontado as variações foram maiores (o custo da rede com reservatórios, para a simulação de referência, foi muito baixa e qualquer incremento resulta amplificado em termos relativos) . Em ambas situações, os valores absolutos foram significativamente inferiores na rede com reservatórios (30% menores).

Os custos da tubulação da rede unicamente (rede sem reservatórios - Figura 5.29) mostram uma situação praticamente idêntica à mostrada pela variação do custo na rede incluindo os reservatórios, devido a que o maior custo da tubulação, controla o custo final.

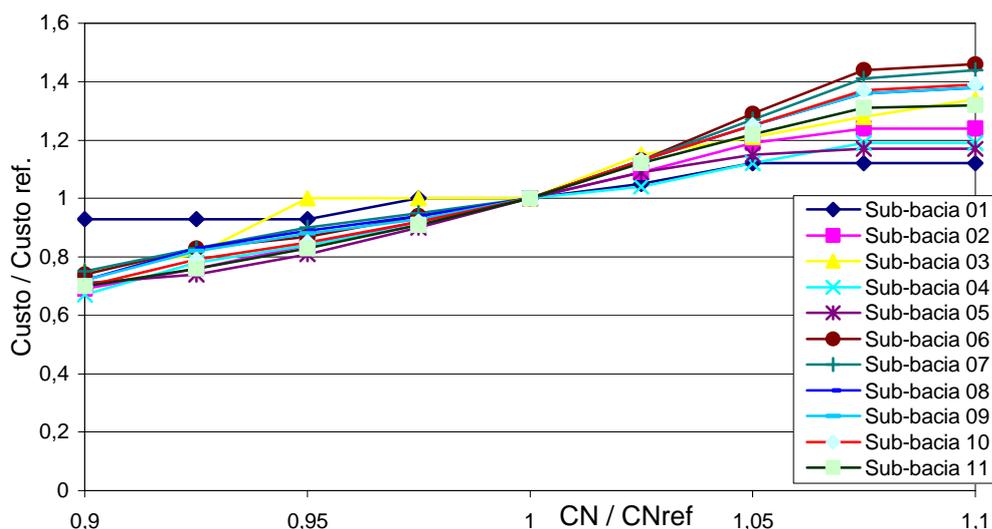


Figura 5.29 - Variação relativa do custo das tubulações devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ numa rede com reservatórios.

A análise dos custos dos reservatórios da bacia (Figura 5.30), mostraram maior sensibilidade à diminuições do valor do CN que a incrementos, devido à limitação do espaço físico para aumento das dimensões dos mesmos (como fora comentado acima, a maior capacidade dos reservatórios coincide com os valores de referência). O crescimento do custo do reservatório 7 (sub-bacia 1), sem o patamar característico apresentado pelos outros reservatórios, foi devido à existência de espaço físico para o aumento do seu volume.

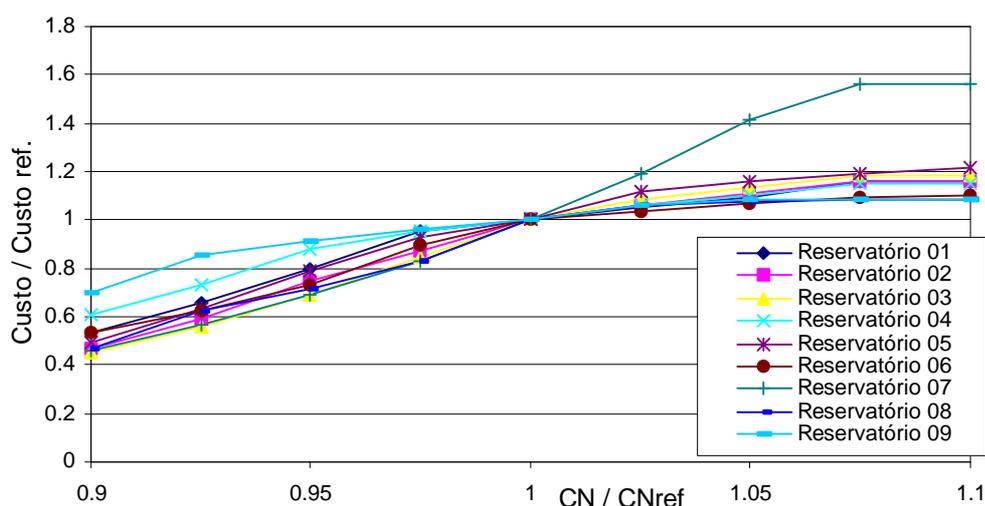


Figura 5.30 – Variação relativa do custo dos reservatórios devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$.

b) Análise para ampliação da rede existente.

No caso de uma rede existente que é ampliada para escoar as vazões do cenário futuro ou de alta impermeabilidade, as diferenças no custo da rede (rede+reservatórios - Figura 5.31 e Tabela 5.8) para uma variação de $\pm 10\%$ no valor do CN chegam a 100%. No caso de diminuição do parâmetro a variação é similar à variação do item anterior, e no caso de aumento do parâmetro, existe maior dispersão (CV=0,35 para a maior superestimativa) devido à impossibilidade de aumentar os reservatórios acima de um certo limite, e correspondente transpasso do custo à rede de condutos que é mais cara que os reservatórios.

Tabela 5.8- Custo das rede de condutos das sub-bacias de análise para uma variação relativa do 10% no CN - alta imperm. ampliação da rede com reservatórios (R\$ x 1000.000).

| CN/CN ref. | Sub-bacia | | | | | | | | | | |
|------------|-----------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 0,900 | 0,08 | 0,00 | 0,21 | 0,07 | 0,59 | 0,55 | 1,56 | 1,63 | 1,72 | 1,72 | 2,31 |
| 0,925 | 0,10 | 0,00 | 0,27 | 0,25 | 0,75 | 0,69 | 1,89 | 2,15 | 2,26 | 2,26 | 3,02 |
| 0,950 | 0,12 | 0,22 | 0,76 | 1,04 | 1,24 | 0,85 | 2,69 | 3,73 | 3,86 | 4,08 | 5,35 |
| 0,975 | 0,15 | 0,92 | 0,97 | 1,66 | 2,48 | 1,02 | 3,32 | 4,99 | 5,15 | 6,07 | 8,55 |
| 1,000 | 0,18 | 1,27 | 1,21 | 1,95 | 3,00 | 1,19 | 3,89 | 5,85 | 6,03 | 7,69 | 12,02 |
| 1,025 | 0,22 | 1,58 | 1,49 | 2,28 | 4,37 | 2,17 | 5,20 | 7,64 | 8,57 | 11,76 | 20,80 |
| 1,050 | 0,26 | 1,87 | 2,12 | 2,62 | 5,68 | 3,58 | 7,28 | 10,31 | 11,73 | 16,07 | 28,25 |
| 1,075 | 0,29 | 2,02 | 2,32 | 3,09 | 6,05 | 4,71 | 8,66 | 12,27 | 14,03 | 19,17 | 32,83 |
| 1,100 | 0,29 | 2,02 | 2,33 | 3,12 | 6,08 | 4,82 | 8,80 | 12,43 | 14,27 | 19,58 | 33,50 |

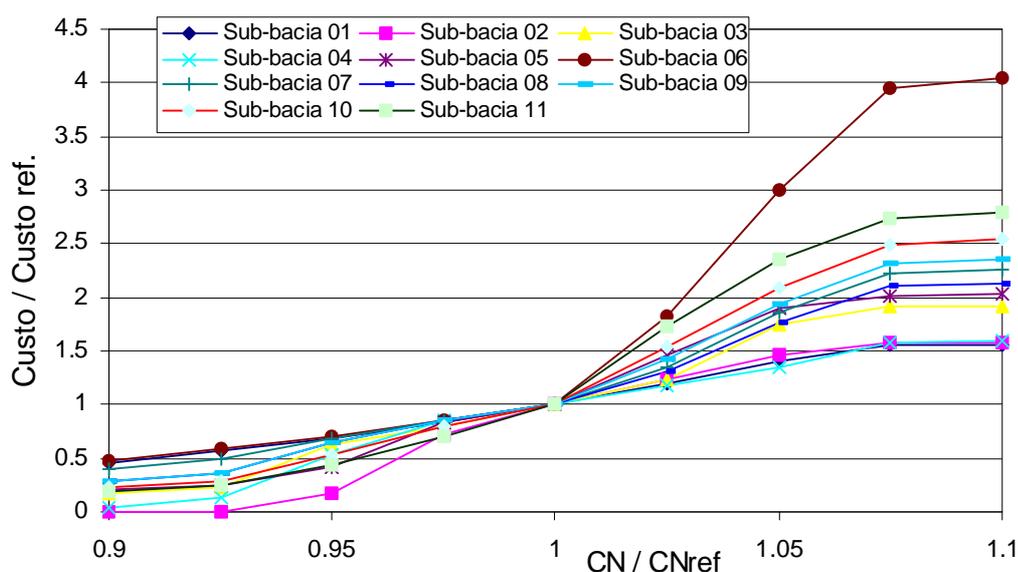


Figura 5.31 - Variação relativa do custo da rede devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ (Alta impermeabilidade – ampliação da rede com reservatórios).

O transpasso do peso do custo dos reservatórios às tubulações, e conseqüente alto impacto na sensibilidade é levado ao extremo na sub-bacia 6, onde para os parâmetros de referência, os reservatórios praticamente controlavam toda vazão, não requerendo grandes aumentos na rede (ou seja, o custo da ampliação da rede foi baixo). Pequenos aumentos em valores absolutos do custo, se transformam em altas diferenças em valores relativos dada a relação entre números (o custo baixo para a simulação de referência amplifica as variações em valores relativos).

No outro extremo, as menores variações corresponderam às sub-bacias onde os reservatórios tinham capacidade para absorver o aumento.

Os custos da tubulação (Figura 5.32) apresentaram uma variação relativa muito grande, devida principalmente à necessidade da rede a ser adicionada foi muito pequena (existe bom controle da vazão nos reservatórios), resultando em valores próximos de zero, e qualquer incremento ou decremento no custo, modifica significativamente os resultados em valores relativos.

Os custos dos reservatórios de detenção apresentaram o mesmo padrão que no item anterior, devendo ser comentado que, neste caso, o reservatório 7 (de grande capacidade para absorver incrementos de vazão) eliminou a necessidade aumentos de capacidade na rede da sub-bacia 1.

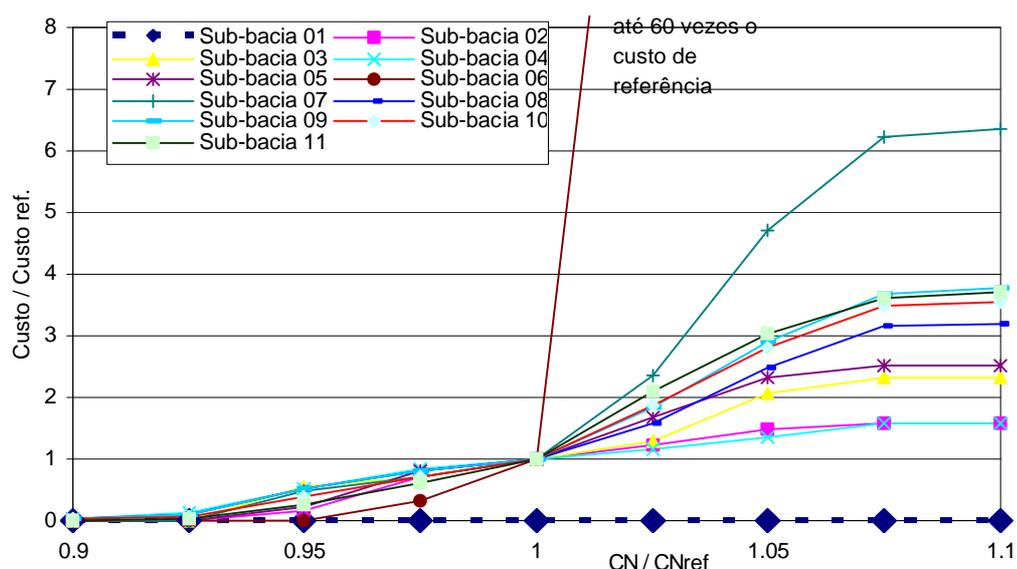


Figura 5.32 - Variação relativa do custo das tubulações devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ numa rede com reservatórios.

5.3.3 Comparação entre os resultados obtidos com os diferentes graus de impermeabilidade.

A Figura 5.33 mostra as vazões pico utilizadas como referência em distintos cenários e em distintos pontos da rede (trecho de jusante das bacias de análise). Os valores foram adimensionalizados utilizando a vazão do cenário de média impermeabilidade para observar sob uma mesma base a sensibilidade da vazão a mudanças do CN.

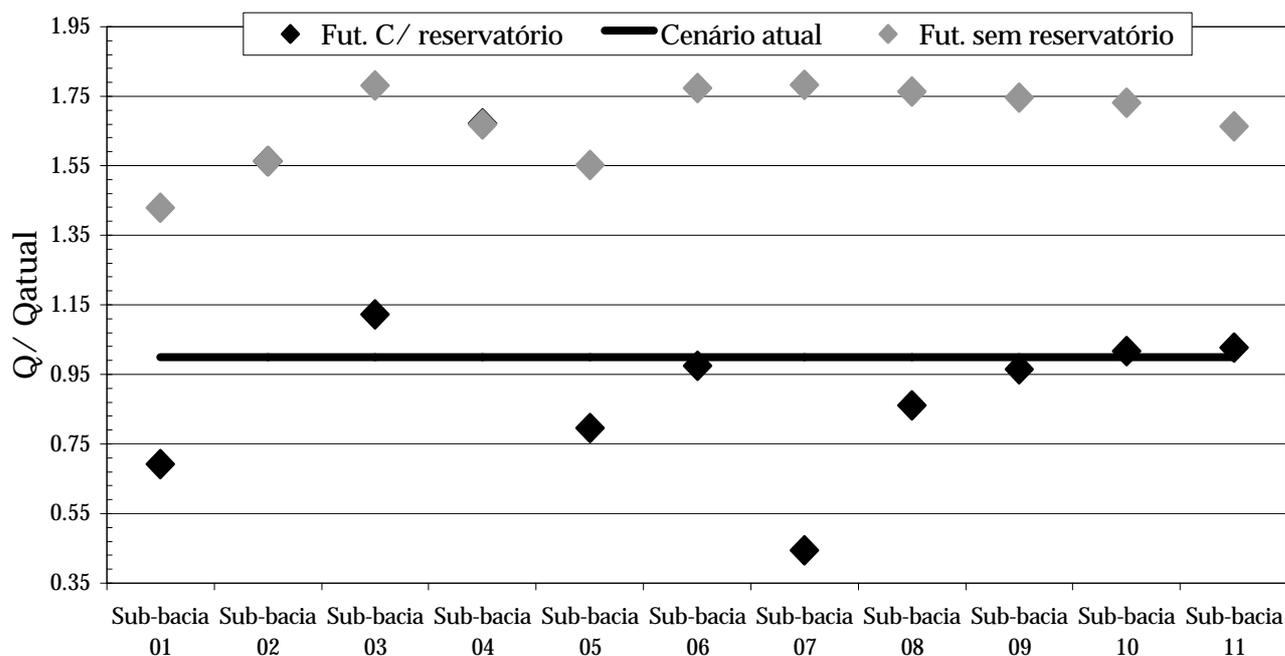


Figura 5.33 – Valores relativos de vazão em distintos pontos da rede para os distintos cenários analisados.

As vazões futuras foram superiores aproximadamente 70% às vazões na rede para o cenário de impermeabilidade média (atual); no entanto, o uso de reservatórios de detenção permitiu manter as vazões de pico na rede iguais ou inferiores às atuais. Desta forma, o abatimento da vazão pelos reservatórios, confirma a utilidade dos reservatórios no controle das cheias urbanas. Por outro lado, a diminuição expressiva da vazão na rede utilizando os reservatórios de detenção, explica os baixos custos de ampliação da rede.

Na Figura 5.34 é possível observar os valores da sensibilidade do custo da rede à variação do CN em $\pm 10\%$. Estes valores também foram adimensionalizados utilizando a vazão do cenário de média impermeabilidade.

Da Figura 5.34 é possível extrair que:

- Não existe mudança na sensibilidade da metodologia a variações do parâmetro CN quando muda a impermeabilidade; simplesmente muda o custo em valores absolutos. Em função destes resultados, e da Figura 5.21, foi possível deduzir que para qualquer valor dentro do intervalo usual de CN em drenagem urbana ($75 < CN < 95$), a sensibilidade à variações de CN é aproximadamente a mesma;
- Para a ampliação da rede existente, a metodologia se torna altamente sensível a mudanças de CN;
- O uso de reservatórios de retenção reduz a sensibilidade do sistema a variações de CN (embora analisado isoladamente em termos relativos -item 5.3.2-, tenha apresentados alta variabilidade).

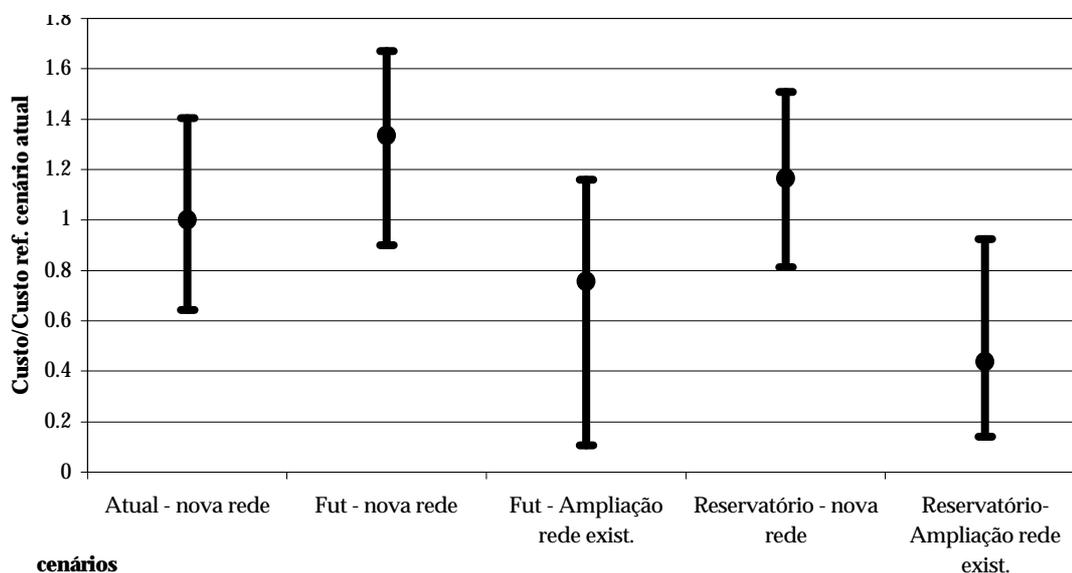


Figura 5.34 – Comparação da sensibilidade da metodologia nos distintos cenários em valores relativos, referidos a situação atual.

5.4 Análise do impacto da incerteza no custo.

Neste item é apresentada a análise do impacto da incerteza no custo. A quantificação do impacto da incerteza no custo da rede macrodrenagem urbana, ou seja, a estimativa do impacto dos erros cometidos na estimativa de um determinado parâmetro, das metodologias de simulação analisadas, sobre o custo de uma rede de macrodrenagem.

Esta análise diferencia-se da análise da sensibilidade apresentada nos itens anteriores, porque nos itens anteriores avaliava-se simplesmente como muda o custo ao variar o CN, e não qual é o impacto no custo de tomar a decisão errada na escolha do CN.

A análise do impacto da incerteza no custo da rede macrodrenagem urbana foi realizada indicando:

- Quanto foi gasto por construir uma seção maior a necessária (no caso que essa estimativa equivocada do parâmetro tenha significado o superdimensionamento da seção);

- Quanto deveria ser gasto para instalar uma nova tubulação que corrija a deficiência da instalada (no caso em que ocorreu o subdimensionamento da seção devido a estimativa errada do parâmetro).

O valor gasto desta forma foi denominado *sobrecusto* e pode definir-se simplesmente como o dinheiro adicionalmente investido devido ao dimensionamento errado da seção (este valor é fornecido como percentagem do custo da rede “corretamente” projetada). Nesta análise não são incluídos na estimativa do custo: o dano nas construções, tempo perdido, custos de limpeza, desgaste político por ter que reconstruir uma obra, etc., devido à inexistência de dados para sua avaliação; desta forma, provavelmente o impacto do erro no custo esta subestimado.

Esta análise diferencia-se da análise da sensibilidade apresentada nos itens anteriores, porque nos itens anteriores avaliava-se simplesmente como muda o custo ao variar o CN, e não qual é o impacto no custo de tomar a decisão errada na escolha do CN.

O impacto do erro na superestimativa do parâmetro, foi avaliado de forma similar ao caso da análise da sensibilidade, ou seja, foram relacionados os custos de construir uma tubulação maior que a necessária com o custo da rede “correta” (rede projetada com os valores de referência), mediante a seguinte equação:

$$\frac{\text{Custo da rede com CNmaiores a referência} - \text{Custo rede com CNref}}{\text{Custo rede com CNref}} \quad (5.2)$$

O impacto da subestimativa do parâmetro foi avaliado como o investimento necessário para instalar uma tubulação paralela à determinada no cálculo, que complemente a falta de capacidade (diferença de capacidade entre a calculada e a de referência). Quando a diferença de capacidade resulta menor que a de um tubo de 0,30m de diâmetro, considera-se que a mesma é suficientemente pequena não sendo computada

ampliação alguma (a capacidade adicional pode ser escoada pelas ruas, por exemplo). O valor assim determinado é provavelmente conservador, por quanto em algumas cidades é prática comum substituir totalmente a tubulação existente.

No caso de redes subdimensionadas, e visto que as mesmas são projetadas para um horizonte futuro de ocupação, o sobrecusto deve ser transformado para valores atuais. Para transformar os valores futuros em valores atuais, é necessário estimar em que momento no futuro acontece esse custo. Como simplificação é admitido que o sobrecusto vai acontecer no ano em que o erro no projeto seja detectado. No entanto, é impossível prever em que ano o erro no projeto será detectado. De esta forma, será considerado que em cada ano existe uma determinada probabilidade de detecção do erro no projeto.

A somatória (durante a vida útil da rede), do produto da probabilidade de detecção da falha, vezes o custo em valores presentes líquidos, fornece o “valor esperado do custo causado pelo sub-dimensionamento de um sistema de drenagem pluvial” em valores presentes líquidos. A metodologia utilizada foi apresentada em forma detalhada no item 3.5.

5.4.1 Análise do impacto do erro uniforme.

Avaliar o impacto da distribuição uniforme de erros na estimativa do CN na bacia, significa quantificar qual é o impacto sobre o custo quando são cometidos os mesmos erros em todas as sub-bacias na estimativa do parâmetro. Embora seja uma situação difícil de acontecer na prática, a análise serve para fornecer uma idéia do impacto das incertezas no custo de uma rede de macrodrenagem.

5.4.1.1 Instalação de uma nova rede

O cenário de instalação de uma nova rede reproduz o que acontece na prática quando uma nova região é urbanizada, requerendo todo um sistema novo de drenagem.

a) Cenário de impermeabilidade média.

Na análise do impacto do erro no custo para o cenário de impermeabilidade média,

procurou-se avaliar quanto seria gasto erradamente na implantação de uma rede de macrodrenagem, quando no momento do projeto existe um cenário de impermeabilidade baixa e é considerado um cenário futuro de impermeabilidade média. A passagem de um cenário de impermeabilidade baixa a um cenário de impermeabilidade média em 25 anos (vida útil da rede) acontece com taxas de crescimento da população menores a 5%.

A Figura 5.35 apresenta o impacto no custo da rede de macrodrenagem causado pelo erro no CN. É possível ver que nas situações extremas (erro de 10% na estimativa do CN), o custo de correção é em média 45% do custo total da rede de referência (R\$ 19.250.000).

No caso de subestimativa do parâmetro, o impacto do erro no custo resulta ligeiramente superior ao caso de superestimativa do parâmetro. A diferença de custo poderia ser muito maior por quanto não foram computados uma série de itens: o danos à infra-estrutura, tempo perdido, custos de limpeza, desgaste político por ter que reconstruir uma obra, etc. por falta de dados para sua avaliação.

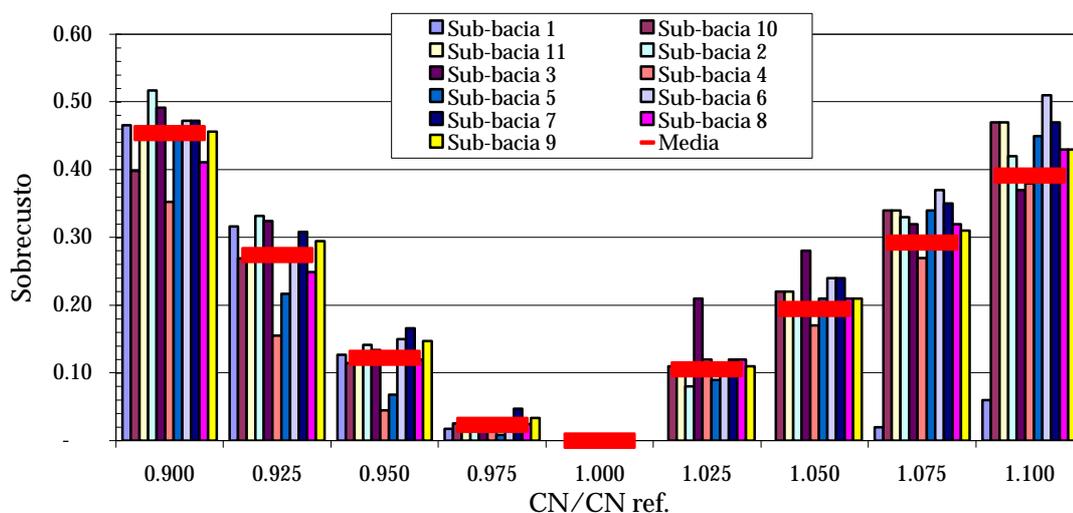


Figura 5.35 –Impacto no custo de do erro no CN no cenário atual.

Os resultados da análise do impacto das incertezas no custo mostram que cometer erros na escolha do CN é caro, recomenda-se, portanto, que se tenha muito cuidado na determinação do CN. Deve-se lembrar que o sobrecusto praticado significa a utilização de verbas que poderiam ser economizadas com o correto dimensionamento, destinando este valor para fins mais nobres.

b) – Cenário de impermeabilidade alta.

Na Figura 5.36 é mostrado o impacto da incerteza na determinação do CN no custo da rede quando é instalada uma rede nova num cenário de impermeabilidade alta. Este caso é mais comum em áreas periféricas de cidades situadas em solos relativamente impermeáveis, por exemplo Caxias do Sul – RS, onde o cenário de planejamento inicial é de alta impermeabilidade.

Neste cenário, um erro de 10% na estimativa do parâmetro CN causa um sobrecusto médio de 40% (R\$ 30.000.000). Neste cenário, embora as variações relativas no custo sejam menores se comparadas com o cenário atual, como no cenário de impermeabilidade alta são utilizadas tubulações de dimensões maiores, o sobrecusto, em valores absolutos, resulta maior.

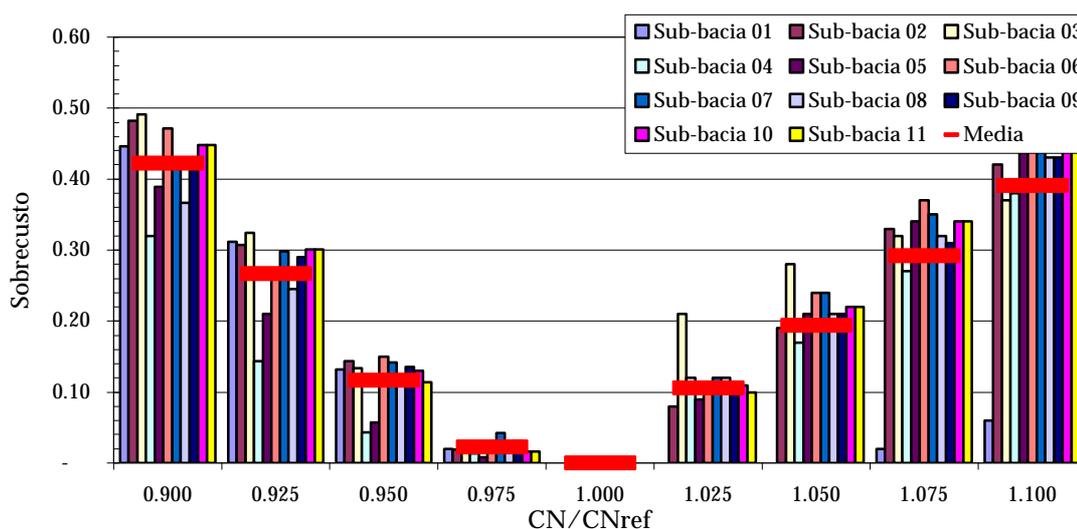


Figura 5.36 – Impacto no custo de do erro no CN no cenário futuro na instalação de uma rede nova em crescimento normal da impermeabilidade.

c) Cenário de rápido crescimento da impermeabilidade.

Outro cenário possível é aquele determinado por altas taxas de crescimento da impermeabilidade. Este cenário pressupõe que no projeto foi considerada a evolução da impermeabilidade com taxas de crescimento superiores a 5%; em outras palavras, se prevê a passagem de uma situação de impermeabilidade baixa a outra de impermeabilidade alta em pouco tempo.

Esta situação embora tenha acontecido no passado como consequência do forte processo de urbanização, é difícil de acontecer novamente no futuro em grandes áreas, no entanto, pode acontecer em pequenas bacias, por exemplo, devido à implantação de um grande empreendimento que acelera a ocupação. Também poderia acontecer o aumento rápido da impermeabilização sem crescimento de população, como é o caso da construção de um aeroporto.

Este cenário também exemplifica o caso em que a rede atual é composta de tubulações pequenas e a rede projetada de tubulações muito grandes, de forma que as vazões geradas pela tormenta de projeto demorarão tempo em superar à de dimensionamento, se o dimensionamento estiver errado.

Na Figura 5.37 é apresentado o impacto do erro no custo para este cenário. Pode-se observar que dada a grande diferença de impermeabilidade entre os cenários inicial e projetado, os erros na estimativa do CN levam muito tempo até serem evidentes, e consequentemente têm probabilidade muito baixa de acontecer.

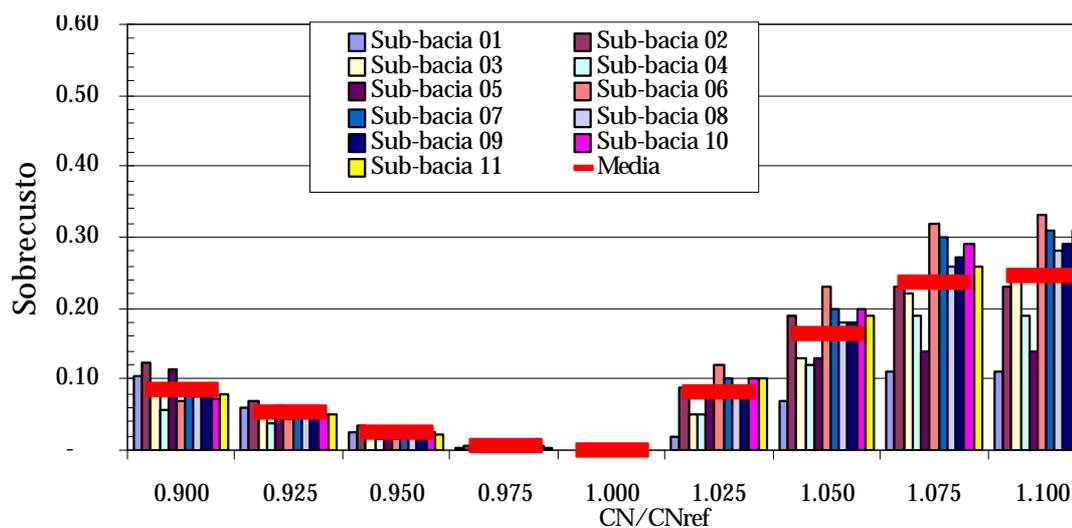


Figura 5.37 –Impacto no custo do erro no CN no cenário futuro (rede nova- crescimento explosivo da impermeabilidade).

Novamente é necessário lembrar que os valores baixos para o caso de subestimativa do parâmetro CN podem ser consequência de ter subestimado os custos.

5.4.1.2 Ampliação da Rede existente

Conforme já mencionado, provavelmente este seja o cenário mais comum nas

idades brasileiras, onde a rede existente é ampliada para atender os aumentos de urbanização (e correspondente aumento da impermeabilidade).

a) Cenário de alta impermeabilidade

A Figura 5. 38 ilustra o impacto no custo de erros uniformes no CN, no caso de ampliação de uma rede de macrodrenagem para atender um cenário de alta impermeabilidade, partindo de um cenário de impermeabilidade média ..

Na Figura 5. 38 observa-se que o custo da superestimativa de 10% no CN é de 60% do valor da rede de referência (R\$ 19.500.000 no total da rede), e no caso de subestimativa de 10% no parâmetro CN, 70% (R\$ 21.000.000 na totalidade da rede).

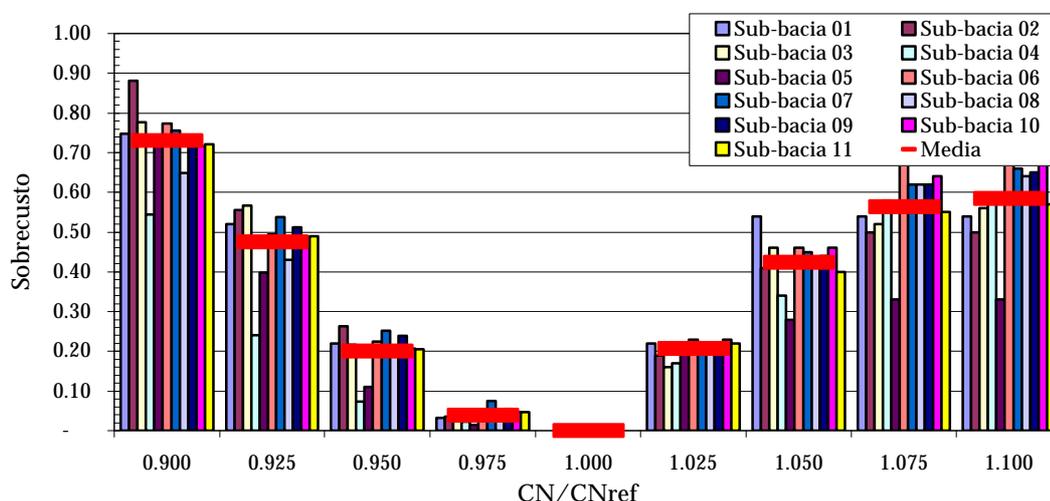


Figura 5. 38 – Impacto no custo do erro no CN no cenário futuro na ampliação da rede existente - crescimento normal da impermeabilidade.

Não foi testado o impacto de ampliação de rede para um projeto que prevê um cenário futuro de impermeabilidade média partindo de um cenário de impermeabilidade baixa. devido a que este estágio dificilmente pode acontecer atualmente em cidades brasileiras

b) Cenário de rápido crescimento da impermeabilidade.

Considerando o crescimento acelerado da população, Figura 5.39, para uma superestimativa de 10% no valor de CN há um sobrecusto de 60%, o que significa quase R\$ 15.000.000 para toda a rede do Arroio da Areia.

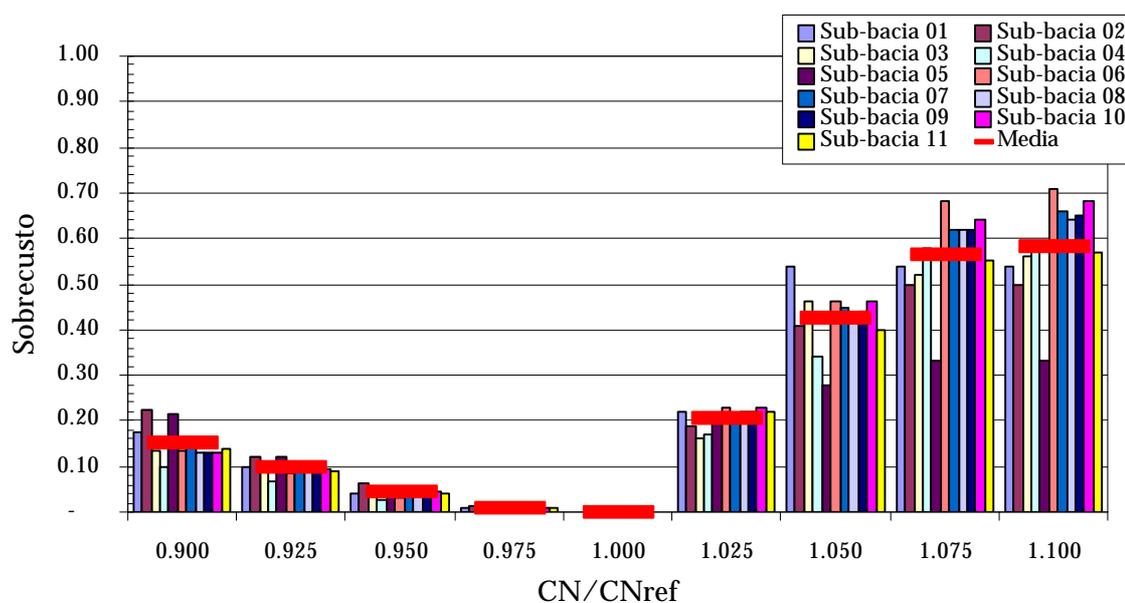


Figura 5.39 –Impacto no custo do erro no CN no cenário futuro na ampliação da rede existente - crescimento explosivo da impermeabilidade.

No caso de subestimativa de 10% no valor de CN há um sobrecusto de 15%, sendo este valor pequeno devido á não consideração de alguns itens no custo pela falta de dados para sua avaliação.

5.4.1.3 Cenário de alta impermeabilidade – Bacia com reservatórios de detenção

a) Instalação de nova rede.

Para a análise do impacto no custo de erros uniformes no CN, na instalação de novas redes contemplando a utilização de reservatórios de detenção na macrodrenagem, existem duas alternativas: os casos nos quais existe possibilidade de aumento da capacidade dos reservatórios (ou construção de novos); e os casos onde não há esta possibilidade.

A situação analisada na Figura 5.40 corresponde àquela em que não existe possibilidade de aumento dos reservatórios; ou seja, devido a que os reservatórios foram dimensionados no limite do espaço físico existente, no caso de subestimativa da vazão, a ampliação da capacidade da rede para corrigir o erro será realizada mediante a instalação de uma rede auxiliar paralela.

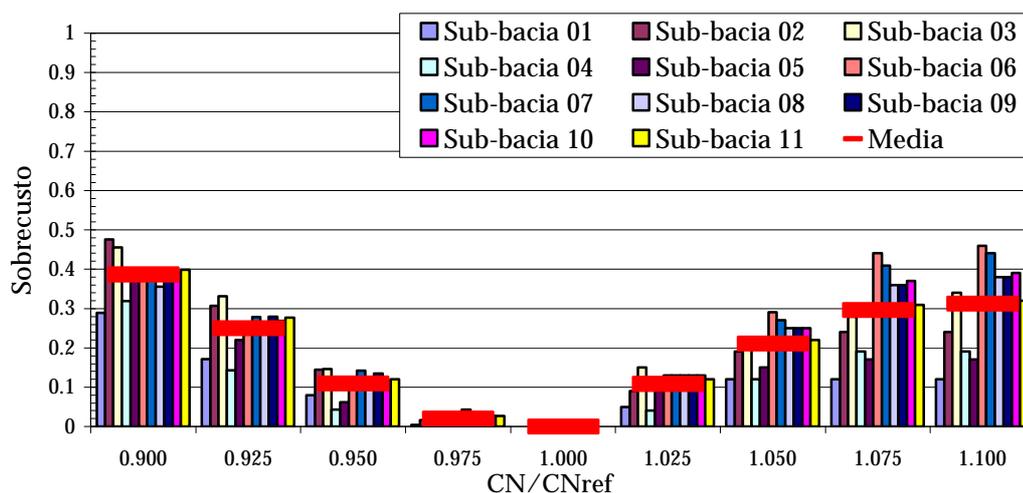


Figura 5.40 –Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de retenção - crescimento normal da impermeabilidade.

No gráfico também se observa um valor médio de todas as situações encontradas na bacia. Desta forma os valores em porcentagem podem ser assumidos como médias sobre a área.

No caso de superestimativa do CN, o impacto no custo das incertezas foi significativamente mais baixo que no caso sem reservatório (entre a metade e um terço dos valores), tanto em valores absolutos como relativos, mostrando o efeito de “atenuação” que produzem os reservatórios sobre a vazão propagada. Para a superestimativa de 10% do CN o impacto chega a 30% do custo da rede de referência, ou R\$ 15.170.000 na totalidade da bacia contra quase R\$ 20.000.000 na rede sem reservatórios.

O impacto no custo da subestimativa no CN, no caso de não existir possibilidade de ampliação dos reservatórios (o que poderia ser o a situação mais comum nas redes de drenagem das cidades brasileiras, onde o espaço urbano é escasso), resulta similar em valores relativos à situação sem reservatório, no entanto, significativamente menor em valores absolutos. Por exemplo, decrementos de 10% no CN, requerem um investimento de 40% do valor de referência (ou R\$ 13.000.000 para a rede da bacia) para melhorar a capacidade da rede, sendo este valor aproximadamente a metade do necessário no caso de inexistência de reservatórios.

Nas Figura 5.41 a Figura 5.43, são apresentados os casos em que existe possibilidade de corrigir erros na estimativa do CN atuando sobre os reservatórios. Cada figura corresponde a uma situação distinta: na primeira os reservatórios são gramados e

localizados em áreas públicas, ou seja, têm baixo custo construtivo, e nulo para aquisição de terras; na segunda e terceira situação, os reservatórios foram considerados com custo 3 e 7 vezes maiores que o valor dos anteriores, sendo estes valores similares aos apresentados por reservatórios em locais expropriados e reservatórios enterrados. Vale lembrar que nas três situações não estão incluídos os custos de manutenção e operação dos reservatórios.

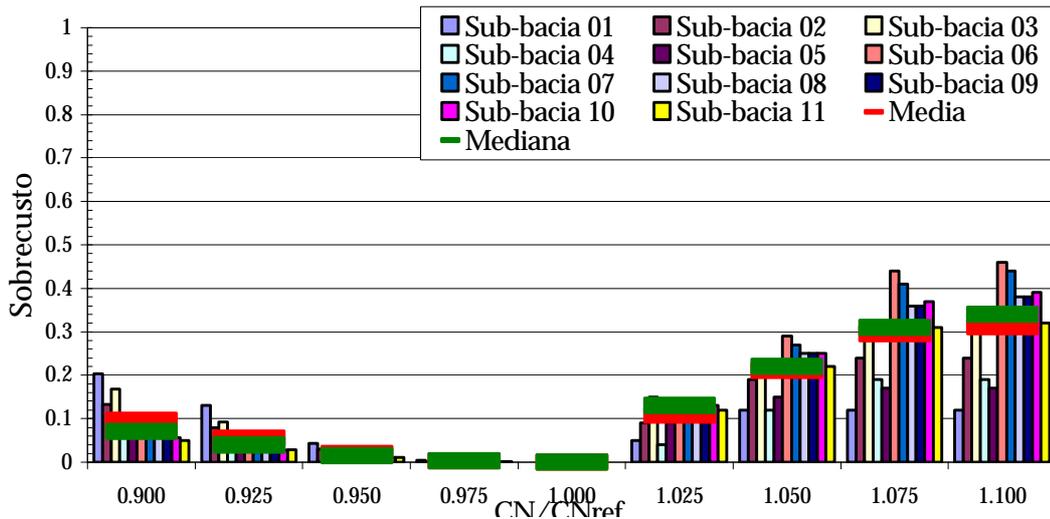


Figura 5.41–Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção – impacto absorvidos por reservatórios.

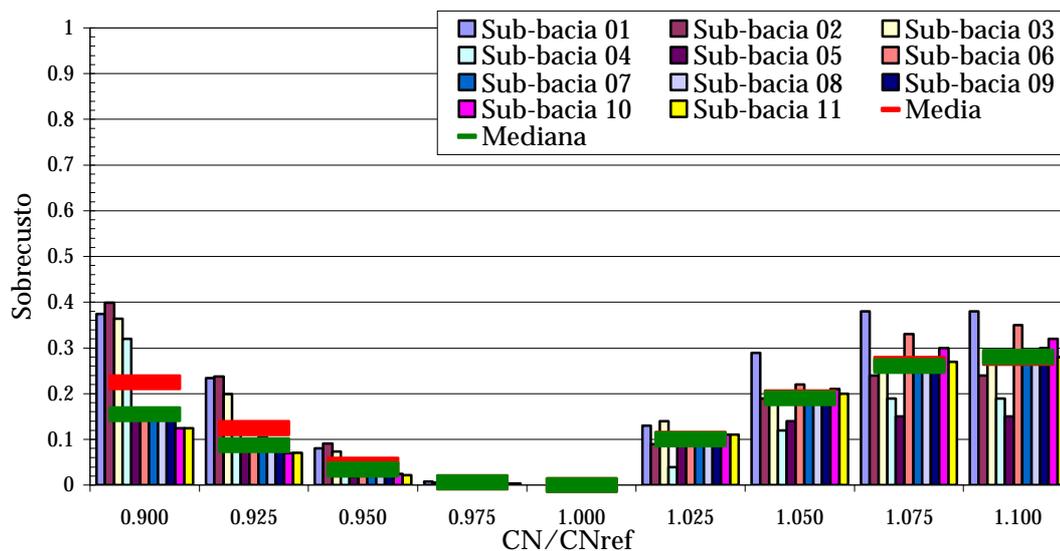


Figura 5.42 - Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção – impacto absorvidos por reservatórios 3 vezes mais caros.

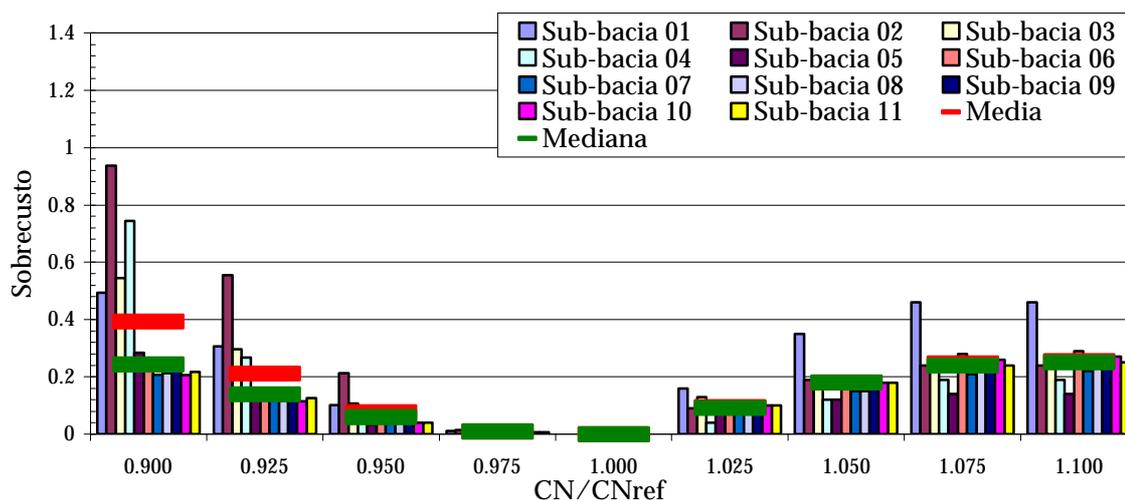


Figura 5.43- Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção – impacto absorvidos por reservatórios 7 vezes mais caros.

É importante mencionar, que nestes cenários, dada a variabilidade encontrada, foi utilizada a mediana como indicador do comportamento médio da bacia, pois a média mostrou-se tendenciosa (os valores altos elevavam o valor, não indicando, portanto, o real comportamento da série). Nos casos anteriores, a mediana, a média e a moda apresentaram valores muito similares.

Para os três tipos de reservatórios, alguns fatos podem ser notados:

- Pequenas subestimativas do CN são compensadas com custo praticamente nulo com o aumento dos reservatórios;
- A maior incidência no custo da ampliação dos reservatórios foi nas sub-bacias menores:
 - Nas sub-bacias 1 e 3, simuladas de forma concentrada, foi representada pouca rede e com baixo custo (como se trata de uma região em desenvolvimento, existe pouca rede e pequena), sendo que o grande impacto foi relativo ao custo de controle mediante a utilização dos reservatórios (os reservatórios são usados para o controle de todo o volume excedente, enquanto que as redes, ao possuírem pequena dimensão têm pouco peso no custo final).

- Nas sub-bacias 2 e 4 existem altas declividades, de forma que a rede de condutos tem pequenas dimensões; assim, pequenos incrementos de vazão geram incrementos significativos de custo
- No caso de erros superiores a 5%, o volume necessário para a ampliação dos reservatórios supera o volume utilizado pelos reservatórios já existentes. Por exemplo, na sub-bacia 6 o volume de projeto com valores subestimados em 5% é de aproximadamente 7.5000m³, sendo este volume igual ao necessário para compensar o erro. Este fato torna muito difícil encontrar tal quantidade de espaço para ser utilizada com reservatórios, visto que na maioria das cidades o espaço urbano livre disponível é escasso, devendo conseqüentemente proceder a ampliação da rede de macrodrenagem.
- Os menores impactos no custo, no caso de subestimativa do CN, foram registrados quando os volumes excedentes foram absorvidos aumentando a capacidade do reservatórios gramados (e em locais públicos), resultando nos menores custos encontrados para qualquer das alternativas analisadas (Figura 5.41).

O uso de reservatórios de detenção, ainda, no caso em que seu custo seja 3 vezes superior ao custo de referência dos reservatórios gramados (Figura 5.42) resulta vantajoso sob ponto de vista econômico e hidráulico, embora as sub-bacias 1 a 4 apresentem as particularidades mencionadas (as sub-bacias 1 e 3 com pouca rede, e a sub-bacias 2 e 4 com altas declividades).

Ainda com os reservatórios significativamente mais caros (7 vezes o valor de referência), é vantajoso tentar aproveitar ao máximo a capacidade dos mesmos para o controle dos excessos, pois resultam uma opção mais barata que ampliar a rede. Há ainda a vantagem adicional de não transferir os impactos a jusante.

b) Ampliação da rede existente.

Este cenário (Figura 5.44) apresenta maior variabilidade no valor do impacto da incerteza no custo (coeficiente de variabilidade do impacto para um mesmo erro e distinto trecho em torno de 0,5), tanto para cada percentagem de variação do CN, como entre trechos, pelas mesmas razões apontadas na análise de sensibilidade (item 5.2.1). Por

exemplo: com os reservatórios o custo da rede resultou muito baixo e pequenos incrementos ganham peso em valores relativos; diferente tempos até o máximo volume disponível para instalação dos reservatórios.

Nesta situação (Figura 5.44), o sobrecusto devido a erros de 10% na estimativa do CN, foi de até 110% vezes o custo da rede de referência (R\$ 12.000.000 na bacia). Em valores relativos, as variações foram significativamente superior às obtidas no cenário sem reservatórios (o sobrecusto neste cenário é de 110% contra 50% em média nos casos anteriores); no entanto, em valores absolutos os valores são opostos (Por exemplo, no caso da ampliação da rede da bacia sem reservatórios, o custo da rede de referência foi próxima a R\$ 35.000.000 contra R\$ 12.000.000 neste caso). Isto mostra que o uso correto de reservatórios de retenção permite poupar dinheiro, sendo, no entanto, o dimensionamento da rede mais sensível a erros na estimativa do CN.

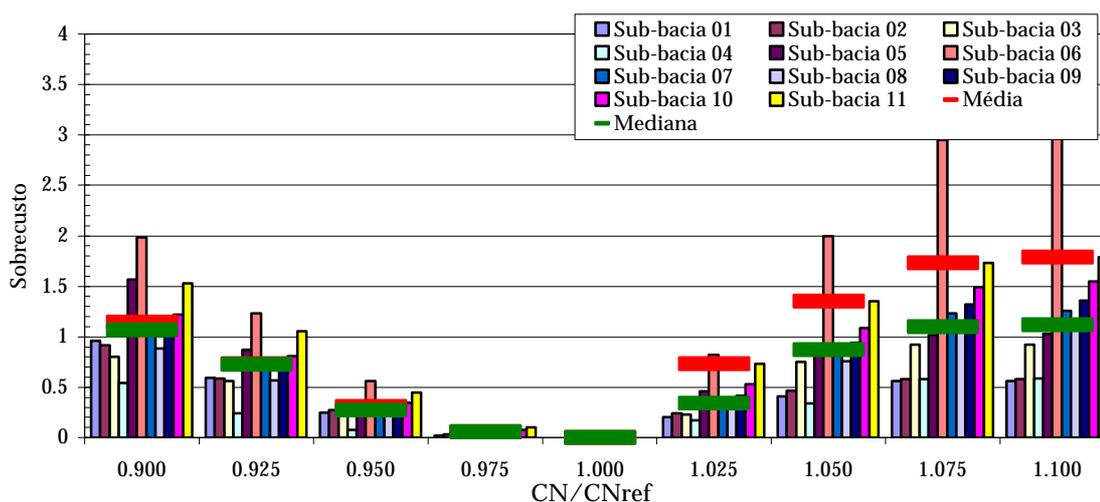


Figura 5.44 –Impacto no custodo erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de retenção - crescimento normal da impermeabilidade.

O uso de reservatórios de retenção, para absorver o impacto dos erros no CN (Figura 5.45), resulta em uma solução significativamente mais barata, seguindo a mesmas tendências delineadas no item anterior (variação menor; maior impacto nas sub-bacias menores; o uso de reservatórios até 7 vezes mais caros ainda é vantajoso economicamente).

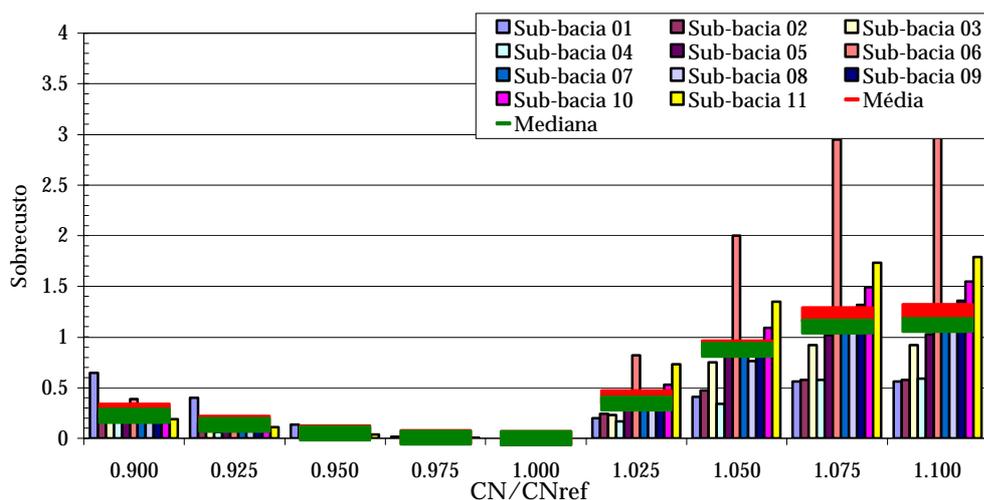


Figura 5.45 –Impacto no custo do erro no CN no cenário instalação de nova rede com reservatórios de detenção - impacto absorvidos por reservatórios.

5.5 Análise do impacto da incerteza considerando o erro distribuído em forma aleatória.

A análise da incerteza mediante técnicas aleatórias permite obter uma idéia mais precisa da incerteza envolvida nos projetos de macro-drenagem, no entanto, a grande limitação da metodologia reside na inexistência de conhecimento sobre a verdadeira distribuição dos erros cometidos na estimativa do parâmetro. Por causa disso, foram supostas diversas alternativas de distribuição dos erros.

O parâmetro estudado foi o CN como consequência de ter se mostrado como o mais sensível dos parâmetros analisados; e as distribuições foram simétricas (normal e triangular) e assimétricas (triangular de baixa e alta assimetria). O valor do CN foi limitado superiormente em 97, devido a que raramente existem CN superiores em uma sub-bacia urbana tradicional (valores superiores correspondem a áreas completamente impermeabilizadas, que geralmente são pequenas e tratadas em forma distinta).

Foram realizadas 600 simulações, com igual número de parâmetros, para cada análise, já que foi verificado que um maior número de simulações não tinha efeitos visíveis sobre os resultados.

Na análise aleatória, o sobrecusto do impacto das incertezas para o caso de subestimativa do CN, foi computado levando unicamente em conta a possibilidade de ampliação da capacidade mediante redes paralelas.

5.5.1 Distribuições simétricas.

O estudo das distribuições simétricas de erros envolveu simulações considerando uma variação aleatória dos parâmetros conforme as distribuições simétricas *normal* e *triangular*. Os resultados obtidos mostraram uma grande semelhança na resposta para ambas distribuições, obtendo valores ligeiramente menores (diferença inferior a 5%) para a distribuição triangular simétrica. Este fato permite a análise dos resultados obtidos com a distribuição normal, sendo a análise também válida para a distribuição triangular simétrica.

Para a simulação normal de erros na estimativa do CN foi adotado a média igual erro zero ($\mu = 0$) e que um erro de 10% no CN tinha 95% de probabilidade de acontecer; já na distribuição triangular (onde os limites da distribuição são finitos) se limitou o triângulo que caracteriza a distribuição –item 2.5- com 10% de erro no CN.

Na Figura 5.46 é apresentado o “valor esperado” da vazão e limites de variação de 95% na simulação aleatória de erros do parâmetro CN, com distribuições normal e triangular, para as sub-bacias de simulação. A média das vazões ficou levemente acima dos valores de referência, como consequência da resposta não-linear da metodologia a variações do CN.

Para a distribuição normal os intervalos de variação ($\mu \pm 1,96\sigma$, ou equivalentes ao intervalo de variação de 95%) da simulação se situam entre -50 e +80% (-45 e +60% para a triangular) do valor de referência, acontecendo as maiores variações nas sub-bacias com menores valores de CN (Por exemplo E1 e E2)

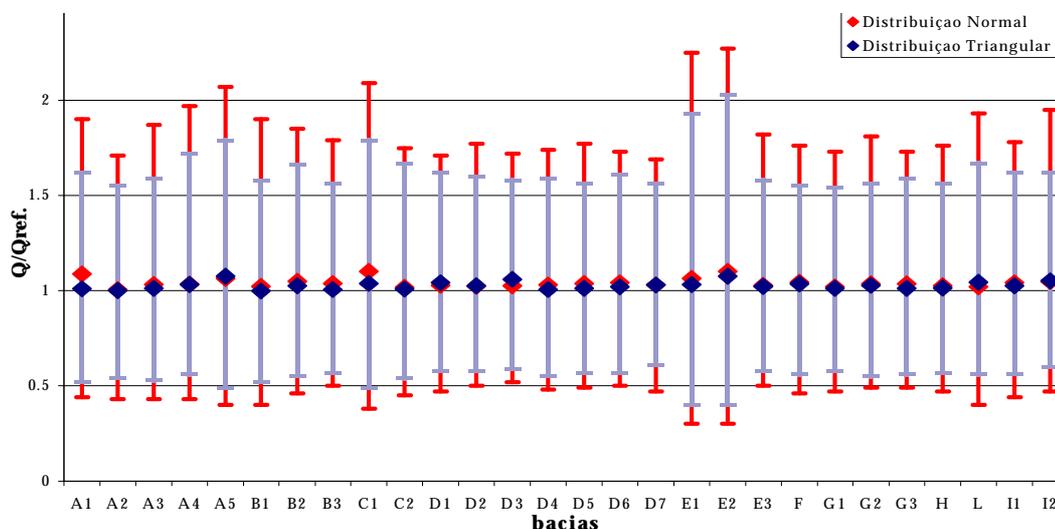


Figura 5.46 – Valor esperado da vazão e limites de variação de 95% na saída das sub-bacias de simulação para a simulação aleatória de erros no CN com distribuição normal.

A Figura 5.47 mostra o estudo das vazões ao longo da rede, ou seja como as vazões provenientes das sub-bacias de simulação vão propagando-se dentro do curso principal. Neste caso também o *valor esperado* se encontra ligeiramente acima dos valores de referência, e mostra que, conforme cresce o tamanho da rede a variabilidade da vazão decresce, sendo consequência da compensação de erros na estimativa do CN.

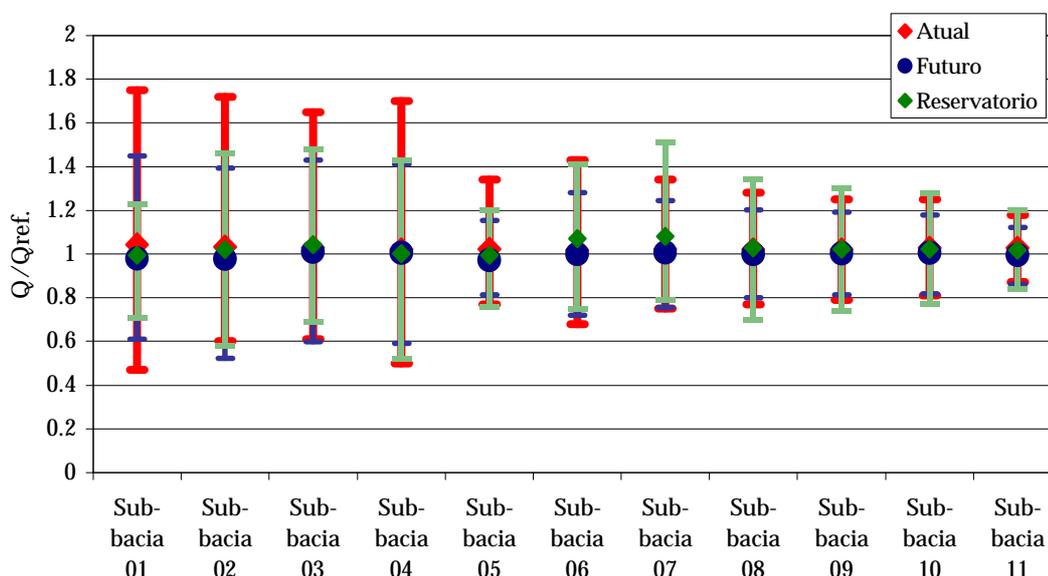


Figura 5.47 – Valor esperado e limites de variação de 95% da variação da vazão em distintos pontos da rede - simulação aleatória de erros no CN com distribuição normal.

A diferença com a situação mostrada na variação uniforme dos parâmetros (onde nas variações do CN, não existia modificação substancial da variabilidade com o incremento do tamanho da rede) é que neste caso o erro adota distintos valores nas sub-bacias (em algumas se subestima e em outras se superestima), e, portanto, as variações no hidrograma acabam compensando os erros em de super e subestimativa, reduzindo a variação de vazão no final da bacia. Quanto maior o número de sub-bacias consideradas menor a variabilidade dos valores.

Ainda na Figura 5.47 são apresentados os resultados da simulação para o cenário de alta impermeabilidade (cenário futuro de ocupação), vale dizer, foi testada a variabilidade a partir um novo valor de referência. Neste caso, o grau máximo de impermeabilidade da bacia (CN=97), limitou superiormente a variação, tendo um efeito “reductor” sobre a variabilidade.

Também no cenário de alta impermeabilidade, mas no caso de redes com reservatórios de detenção, existiu uma resposta menos sensível a variações do CN nas sub-bacias com grandes áreas para reservatórios de detenção, ou seja, em aquela que existe possibilidade de construção de reservatórios maiores. Isso sugere que a variabilidade não depende tanto do tamanho da sub-bacia, como do grau de controle da vazão mediante reservatórios.

Os resultados obtidos na análise da variabilidade da vazão podem ser estendidos, de maneira geral, à análise do custo (Figura 5.48), sendo que o custo da rede variou entre 20% e 30% para as redes menores e entre 16% e 19% para a rede de toda a bacia.

A variabilidade esperada no custo, para um valor de referência de maior impermeabilidade (cenário futuro), decresce, porque ao aumentar as dimensões das tubulações, se ganha em escala, em outras palavras, os incrementos relativos nas dimensões têm menor impacto no custo (custo marginal menor) que nas tubulações menores.

O custo na sub-bacia 1 apresentou um comportamento bem diferente das outras sub-bacias, como consequência de que as tubulações existentes no cenário de impermeabilidade média (cenário atual) encontram-se com grande capacidade ociosa, ou seja, que qualquer diminuição da vazão permite adotar uma tubulação menor, e os aumentos de vazão não precisam de nova tubulação.

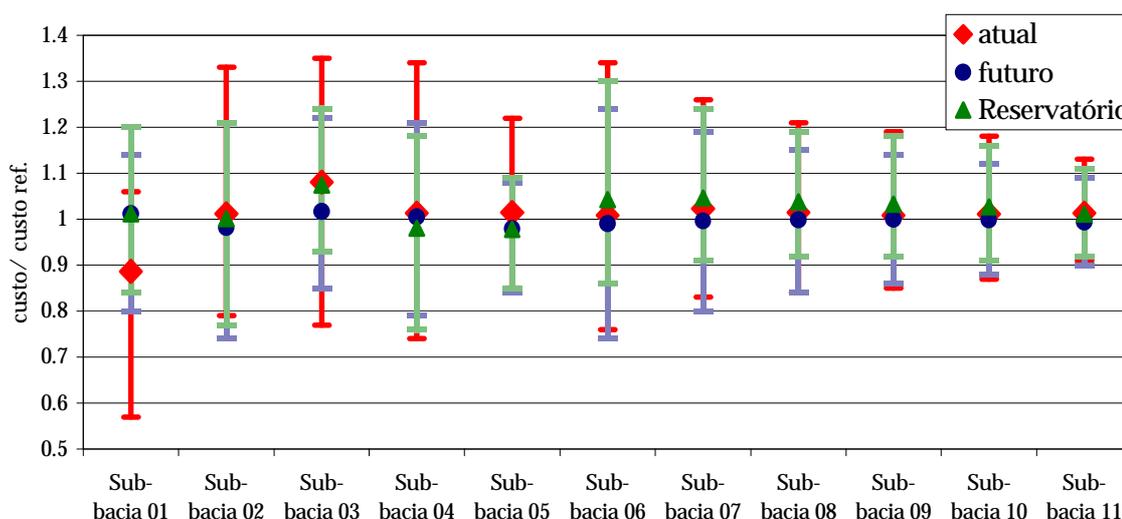


Figura 5.48 – Valor esperado e limites de variação de 95% da variação no custo da nova rede para a simulação aleatória de erros no parâmetro CN com distribuição normal.

No caso de redes com reservatórios, a variabilidade foi menor como consequência de que a propagação da vazão através de reservatórios sofre amortecimento, diminuindo consequentemente a variabilidade.

O *impacto do erro* no custo, considerando uma distribuição simétrica do erro (Figura 5.49), tem um *valor médio* de aproximadamente 22,5% do valor da rede de referência; já os intervalos de variação seguem o mesmo padrão obtido na variabilidade da vazão, ou seja, diminuem com o crescimento do número de sub-bacias analisadas.

No caso de redes futuras ou com reservatórios de retenção, o *valor médio* do impacto no custo se manteve praticamente similar ao apresentado pela rede projetada com os valores atuais; embora em valores absolutos representem quantidades diferentes (R\$ 8.000.000 na rede atual, R\$ 12.000.000 na rede futura, e R\$ 10.000.000 na rede futura com reservatórios).

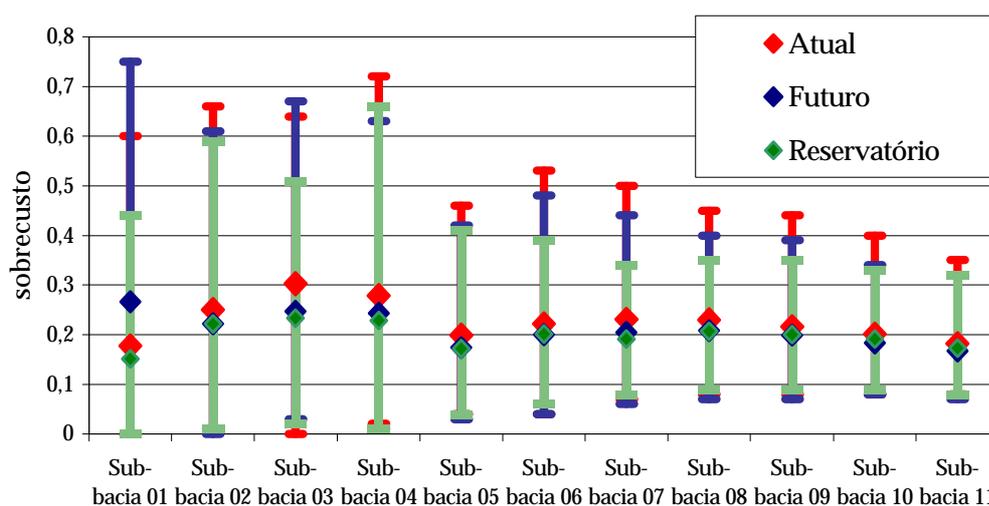


Figura 5.49 – Valor esperado e limites de variação de 95% do impacto no custo instalação de uma rede de macrodrenagem - simulação aleatória com distribuição simétrica.

A sub-bacia 1 mostrou valores inferiores à média no caso da rede atual, e superiores à média no caso de impermeabilidade alta (futuro) por efeitos conjuntos da capacidade ociosa e baixa densidade de rede.

Os valores apresentados acima correspondem ao caso de instalação de uma nova rede, sendo apresentada a continuação a análise para o caso de ampliação da rede existente.

A sensibilidade no custo para a ampliação da rede existente devida a variações no

valor do CN, comportou-se seguindo a mesmo padrão observado na variação uniforme (alta variabilidade, tanto do valor médio como nos intervalos de variação), podendo aplicar-se para este caso a análise realizada na Figura 5.26 - item 5.2.5.1- que representa a variação no caso de erros uniformemente distribuídos.

O impacto do erro no caso da ampliação da rede (Figura 5.50) mostrou valores que sugerem a necessidade de cuidados redobrados na determinação do parâmetro, já que o *valor esperado* no caso da rede sem reservatórios foi de 50%; e no caso de uma rede com reservatórios foi de aproximadamente 100%.

Na ampliação da rede existente, os valores do impacto no custo com distribuições simétricas também seguem os mesmos padrões detectados na variação uniforme (os reservatórios da rede que têm sua capacidade máxima determinada para os parâmetros de referência, têm o custo da rede baixo, e assim, até pequenos incrementos no custo significam grandes variações relativas). No limite da situação, os valores muitos altos obtidos nas sub-bacias de análise 1 e 6 mostraram que pode esperar-se uma grande variação nos resultados (na bacia 1 os valores foram $\mu=3,53\%$ e $\sigma=4,53\%$ e na Bacia 6 os valores resultaram $\mu=9\%$ e $\sigma=6,4\%$, de forma que não entraram nos limites da figura).

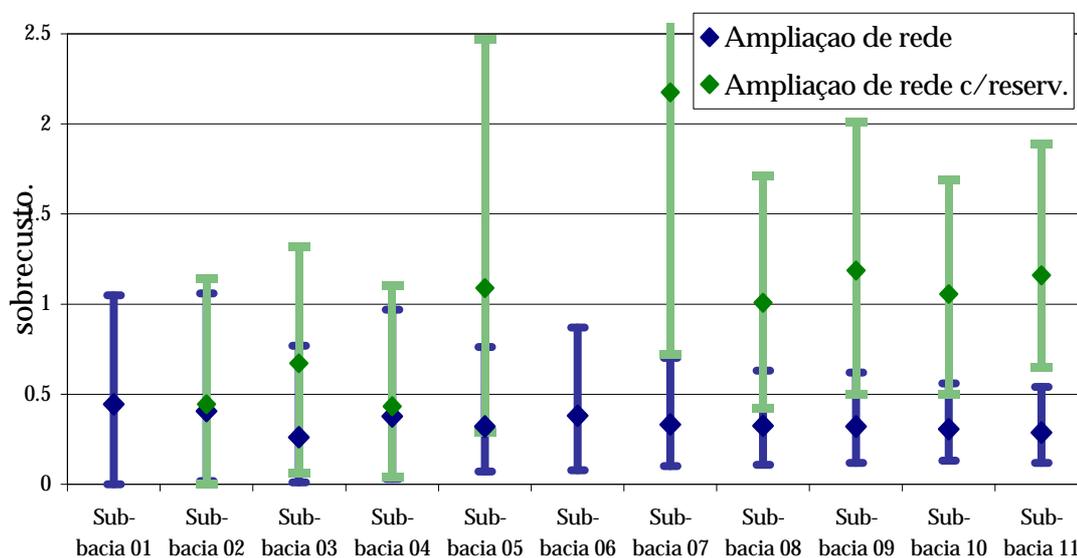


Figura 5.50 – Valor esperado e limites de variação de 95% do impacto no custo de ampliação de uma rede de macrodrenagem - simulação aleatória com distribuição simétrica -.

5.5.2 Distribuições assimétricas.

As distribuições assimétricas representam melhor a forma em que os parâmetros

são escolhidos pelos projetistas, devido a que existe uma clara tendência à superestimativa dos parâmetros (ou assimetria positiva na tendência).

Foi utilizada a média como descritor do “valor esperado” da vazão e do custo, havendo constatado que existiam poucas diferenças com respeito à moda e mediana (em distribuições assimétricas geralmente a média resulta tendenciosa segundo Lapponi, 1995).

A assimetria introduzida na análise foi classificada, em função dos limites do intervalo de variação dado aos valores, em:

- Assimetria leve: Erro variando entre -7,5 e +12,5% o valor de referência.
- Assimetria forte: Erro variando entre -5% e +15% o valor de referência.

Na Figura 5.51 são comparadas os *valores esperados* das vazões e seus limites de variação para as distribuições simétricas e assimétricas, mostrando que embora o *valor esperado*(média) foi superior ao valor de referência para as distribuições assimétricas, a amplitude dos intervalos de variação muda muito pouco.

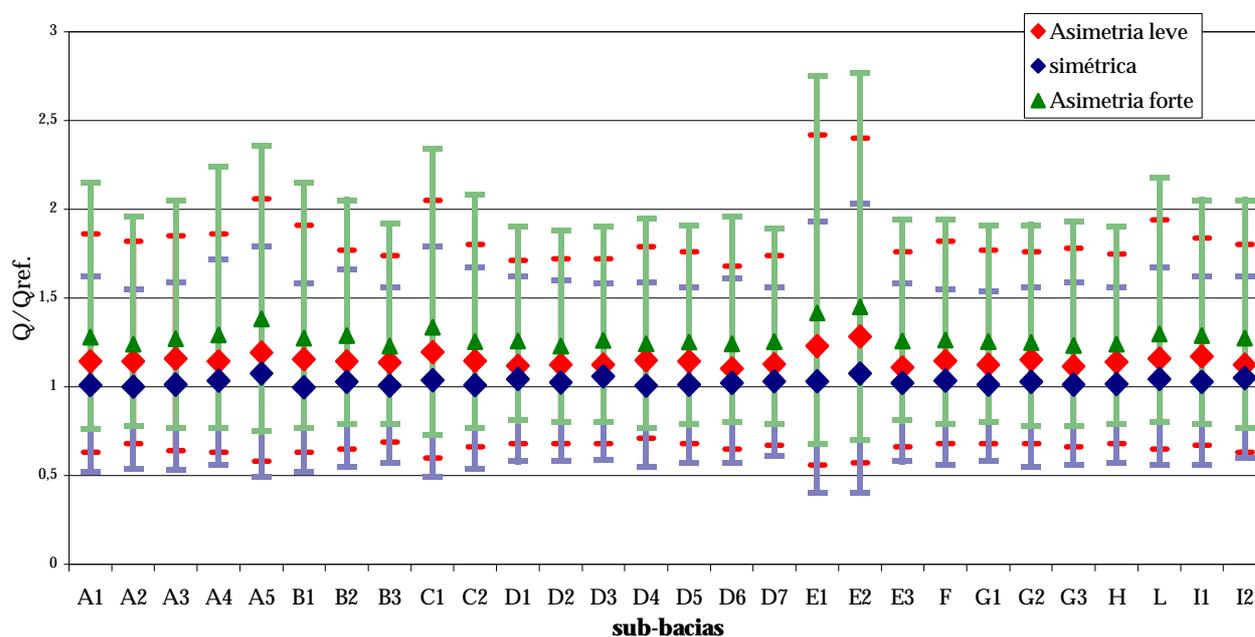


Figura 5.51 - Comparação dos *valores esperados* das vazões e limites de variação de 95% para as distribuições simétricas e assimétricas na saída das sub-bacias de simulação.

Nas distribuições assimétricas, não acontece aumento forte do limite superior dos intervalos de variação, como poderia ser esperado por usar uma distribuição com marcada assimetria nos valores superiores, devido a que nas sub-bacias a máxima

impermeabilidade está limitada, limitando seu crescimento. Se os valores de referência tivessem sido menores, como foi o caso das sub-bacias E1 e E2, não existiria essa limitação, aparecendo conseqüentemente um aumento do *valor esperado* da vazão e dos limites de variação.

Uma conseqüência direta da limitação da impermeabilidade, é que os valores do cenário de média impermeabilidade mostraram os maiores *valores esperados* (em valores relativos) e as maiores variações. No cenário de alta impermeabilidade, por outro lado, obteve-se os menores valores; dentro do cenário de alta impermeabilidade, a rede com reservatórios, mostrou o extremo superior mais alto que a rede sem reservatórios, devido a que o efeito de amortecimento da vazão resultante da propagação nos reservatórios, faz que o custo seja menos vulnerável ao efeito de truncamento no CN.

As variações no custo no caso de forte assimetria (Figura 5.52), para os vários cenários analisados, mostraram um *valor esperado* superior em aproximadamente 15% ao valor de referência. Os intervalos de variação mostraram variações relativas similares à distribuição simétrica de erros, de entre 50 e 80% do valor de referência nas sub-bacias menores, e de aproximadamente 10% nas maiores.

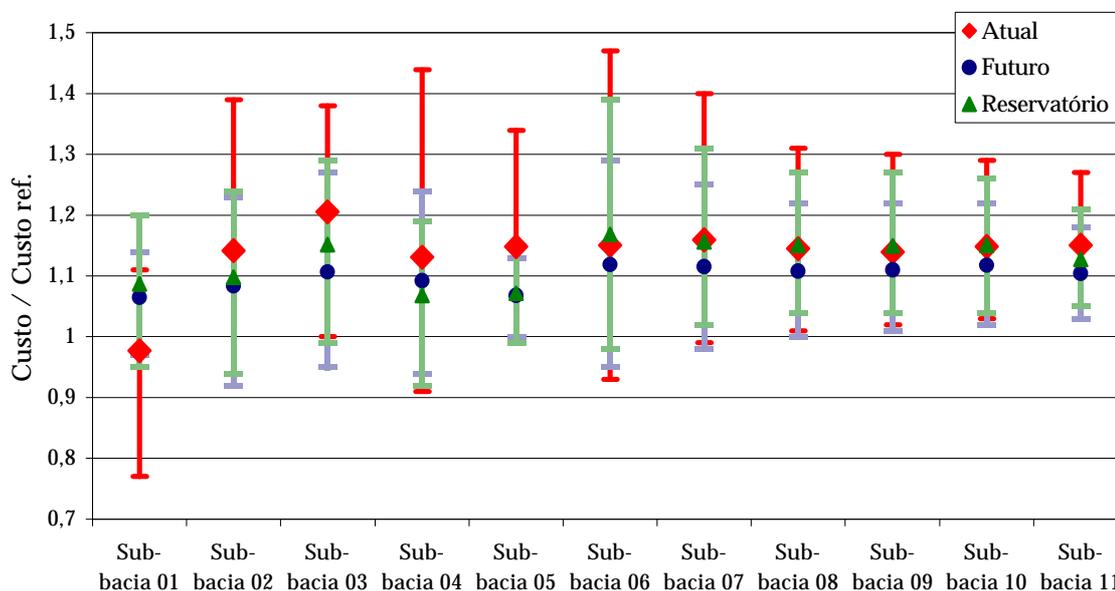


Figura 5.52 – *Valor esperado* e limites de variação de 95% da variação no custo da nova rede para a simulação aleatória de erros no parâmetro CN com distribuição normal.

A sub-bacia 1, novamente mostrou um comportamento distinto das demais sub-bacias de análise devido ao efeito da capacidade ociosa.

Já para o caso de leve assimetria, nos custos foi encontrada uma situação intermedia entre a mostrada nas distribuições com assimetria forte (Figura 5.52) e nas simétricas (Figura 5.48).

A vazão em distintos pontos da rede, mostrou um comportamento similar aos custos da rede, com a diferença de que em porcentagem os valores de vazão são o dobre dos custos.

Finalmente, na Figura 5.53 e na Figura 5.54 são indicados os impactos no custo da rede de erros na estimativa do CN segundo uma distribuição assimétrica forte. Em ambas figuras é observada uma diminuição do *valor esperado* do sobrecusto, com relação aos obtidos na simulação simétrica (Figura 5.49).

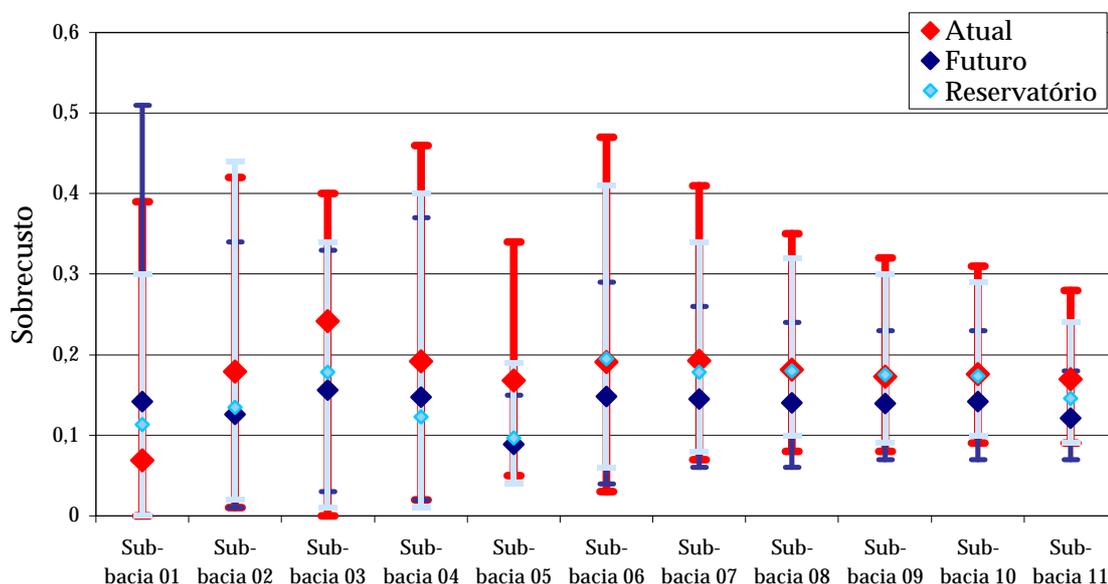


Figura 5.53 – *Valor esperado* e limites de variação de 95% do impacto no custo instalação de uma rede de macrodrenagem (simulação aleatória - distribuição assimétrica forte).

A diminuição do *valor esperado* é conseqüência de que:

- A superestimativa do parâmetro CN têm um impacto menor que a subestimativa;
- A impermeabilidade máxima (CN=97), significa um limite no crescimento da vazão devido ao truncamento dos valores, diminuindo os valores para o caso da superestimativa;

A diferença é particularmente alta no cenário futuro, onde os valores esperados caíram de 22,5% para 15% em média, devido principalmente à limitação da impermeabilidade.

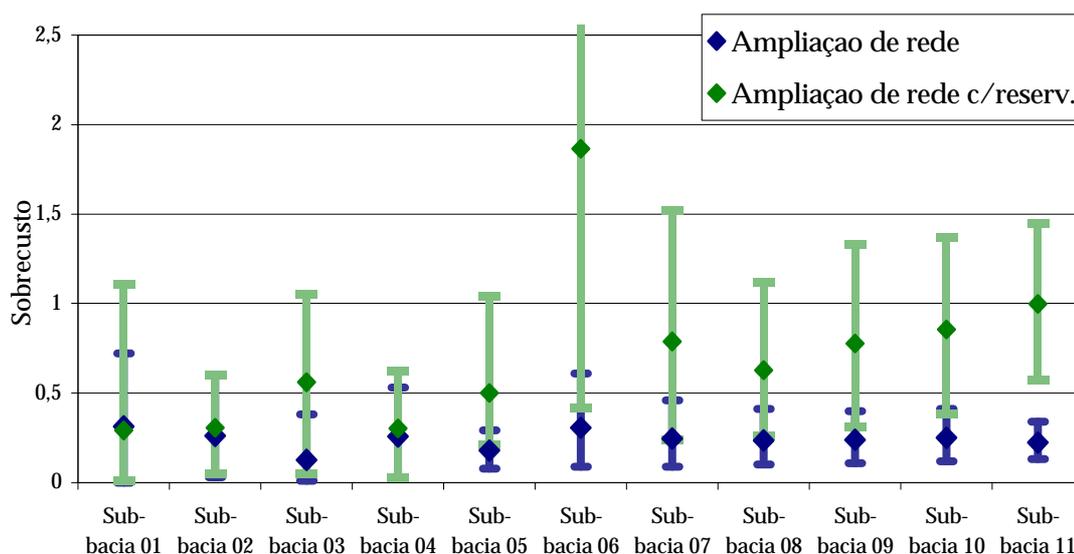


Figura 5.54 – Valor esperado e limites de variação de 95% do impacto no custo de ampliação de uma rede de macrodrenagem (simulação aleatória - distribuição assimétrica forte).

5.5.3 Comparação dos resultados da simulação aleatória.

Os resultados da simulação aleatória, mostraram que para as menores sub-bacias os valores do impacto das incertezas são similares aos encontrados na geração uniforme de erros, principalmente nas distribuições simétricas de erros. Isso é consequência da menor compensação de erros existentes em bacias menores.

Para áreas maiores, principalmente nos casos com maior interação entre as sub-bacias, existe uma compensação de erros, diminuindo a variabilidade das incertezas. É assim que os limites de variação de 95% se afastam 80% da média nas sub-bacias de simulação, e menos de 10% na análise de toda a bacia.

Os valores esperados em todos os casos tiveram menor variabilidade, sendo as variações consequência dos mesmos efeitos apontados em cada caso na variação uniforme dos parâmetros (relações entre números pequenos, capacidade ociosa, etc.).

Respeito dos valores esperados na análise dos impactos de erros do CN no custo, é possível indicar que os valores que na simulação uniforme mostraram-se muito altos (por exemplo, impactos no custo superiores a 80% na instalação de uma nova rede), foram significativamente menores no caso de simulação aleatória (entre 18 e 25%), como consequência da compensação de erros.

Se considerarmos que a simulação aleatória representa melhor o que acontece na realidade, o impacto no custo da incerteza nas redes de macrodrenagem é de aproximadamente:

- 18% (aproximadamente R\$ 8.000.000) para instalação de uma nova rede no cenário de impermeabilidade média (custo de referência de aproximadamente R\$ 42.000.000);
- 15% (R\$ 9.000.000) para instalação de uma nova rede no cenário de alta impermeabilidade (custo de referência R\$ 65.000.000);
- 30%(R\$ 9.000.000) para ampliação da rede existente no cenário de alta impermeabilidade (custo de referência R\$ 32.000.000);
- 20%(R\$ 10.000.000) para redes novas com reservatórios de detenção no cenário de alta impermeabilidade (custo de referência R\$ 47.000.000);
- e entre 50 e 80% (6.000.000 a 8.000.000) para ampliação de redes com reservatórios no cenário de alta impermeabilidade (custo de referência R\$ 12.000.000).

5.6 Custos de erros vs custos de aquisição da informação.

Até agora têm sido avaliados os custos dos erros nos parâmetros das metodologias de transformação de chuva em vazão. A seguir, estes custos serão confrontados com os custos de aquisição de informação que poderiam reduzir os erros na estimativa dos parâmetros.

A instalação de linígrafos e pluviógrafos permitiria obter dados de vazão, chuva, e grau de impermeabilidade da bacia, com os quais poderiam ser calibrados os modelos, e reduzida à variabilidade nos parâmetros (ausência de erro constitui uma utopia). Na Tabela 5.11 estão detalhados os elementos e obras auxiliares necessários para obtenção da informação, podendo considerar-se os mesmos bastante conservadores.

Dos valores Tabela 5.9, aproximadamente R\$ 70.000 seriam gastos no momento da instalação, e o restante seria desembolsado com o correr do tempo. Poderia ser aplicada a metodologia de valores presentes, com a mesma taxa de desconto de 12% ao ano, em cujo caso o montante total seria de R\$ 150.000 em valores atuais, sendo necessário prever R\$ 74.000 hoje, para as inversões no futuro.

Tabela 5.9- Custo dos elementos para obtenção de informação.

| Item | Custo Unitário R\$ | Quantidade | Custo R\$ |
|--|-----------------------|------------|-------------------|
| Registrador contínuo de chuva fabricado em aço inoxidável, de baixa manutenção, com vida útil de 10-12 anos (se inclui provável danificação do aparelho por vandalismo). Se estima 1 pluviógrafo cada 10 km ² . | 1 500,00 | 3 | 4 500,00 |
| Data-log com capacidade de armazenamento de 32KB. Inclui Software. | 1 200,00 | 9 | 10 800,00 |
| Linígrafo de aço inoxidável e titânio, de funcionamento por pressão, com vida útil de 10-12 anos (se inclui provável danificação do aparelho por vandalismo). Se estima 1 linígrafo cada 5 km ² . | 2 500,00 | 6 | 15 000,00 |
| Estrutura de suporte para linígrafo, com medidas de proteção antivandalismo. | 20 000,0 | 1 | 20 000,0 |
| Serviços de apoio ao linígrafo: Aferição de vazão, limpeza, etc. | 25 000,00 | | 25 000,00 |
| Operadores do sistema (2 salários mínimos ao mês durante 20 anos) | 86 400,00 | | 86 400,00 |
| Gestão e divulgação dos dados (geração de IDF, disponibilização dos dados na Internet, etc) | 86 400,00 | | 86 400,00 |
| Total | | | 248 100,00 |

Expressando os custos por unidade de área, tem-se que a obtenção de dados custa 20.600 R\$/km² (12.500 R\$/km² se computados em valores presentes), sendo necessário um investimento inicial de 6.250 R\$/km². Os valores são equivalentes a:

- **Custo por km²** = 20m (m de tubulação circular de 1,5m de diâmetro (instalada), em valores presentes) ;
- **Custo inicial por km²** = 6 m de tubulação circular de 1,5m de diâmetro (instalada).

Como um plano de coleta de dados geralmente é realizado em toda a cidade, e não em regiões isoladas, os custos para a cidade de Porto Alegre de 476km² (incluindo ilhas) é

de aproximadamente R\$ 9.600.000 (a metade se considerado em valores presentes), devendo ser gasto inicialmente R\$ 2.880.000.

Na Figura 5.55 é indicado o impacto no custo das incertezas na estimativa do CN (estimado a partir da variação aleatória dos parâmetros) nos distintos cenários analisados para a bacia do Arroio da Areia. Também é apontado na figura, o custo da obtenção de informação de chuva e vazão durante 20 anos para a bacia do Arroio da Areia e para a cidade de Porto Alegre.

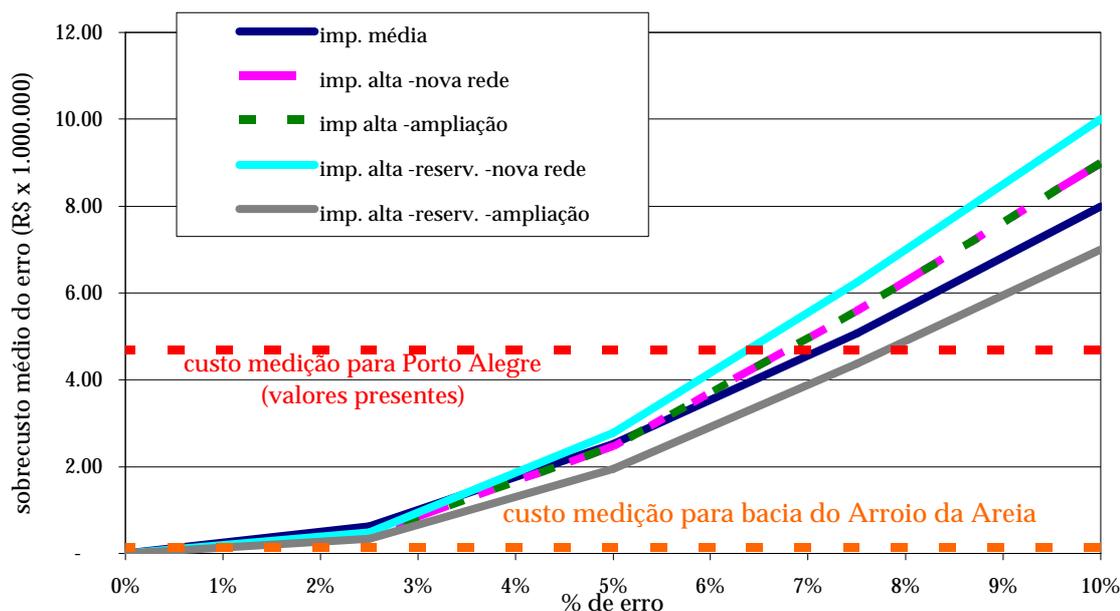


Figura 5.55 – Impacto do erro no CN no custo da rede de macrodrenagem da bacia do Arroio da Areia em valores presentes (erro aleatório).

Chama a atenção como o custo de obtenção de informação para a bacia do arroio da Areia mostrou-se quase desprezível (menor ao custo associado a um erro de 1% no parâmetro CN).

A figura também mostra que se a informação permitisse reduzir aproximadamente 3% o erro na estimativa do CN na bacia do Arroio da Areia, a *economia no custo devido a erros num único parâmetro e em uma única bacia, permitiria realizar a instalação de um sistema de monitoramento em toda a cidade durante 20 anos.*

Valores similares de redução no custo seriam possíveis na determinação do padrão de chuva correto (IDF); e no tempo de concentração a economia seria de entre R\$ 500.000 e R\$ 1.500.000.

A Figura 5.56 apresenta os valores anteriores de um modo mais geral, com a finalidade de orientar qual é o valor esperado do custo por km² para cada percentagem de erro cometido na estimativa do CN.

Na Figura 5.57 os valores de custo são apresentados de forma marginal e por Km², ou seja, que o custo apresentado corresponde ao incremento no custo por cada 1% de erro “a mais” cometido na estimativa do CN.

A partir dos valores anteriores pode ser afirmado que efetuar coleta regular de dados de vazão e chuva, ainda nos parâmetros menos sensíveis como ser o *t_c*, mostrou-se como opção significativamente mais barata que os custos dos erros.

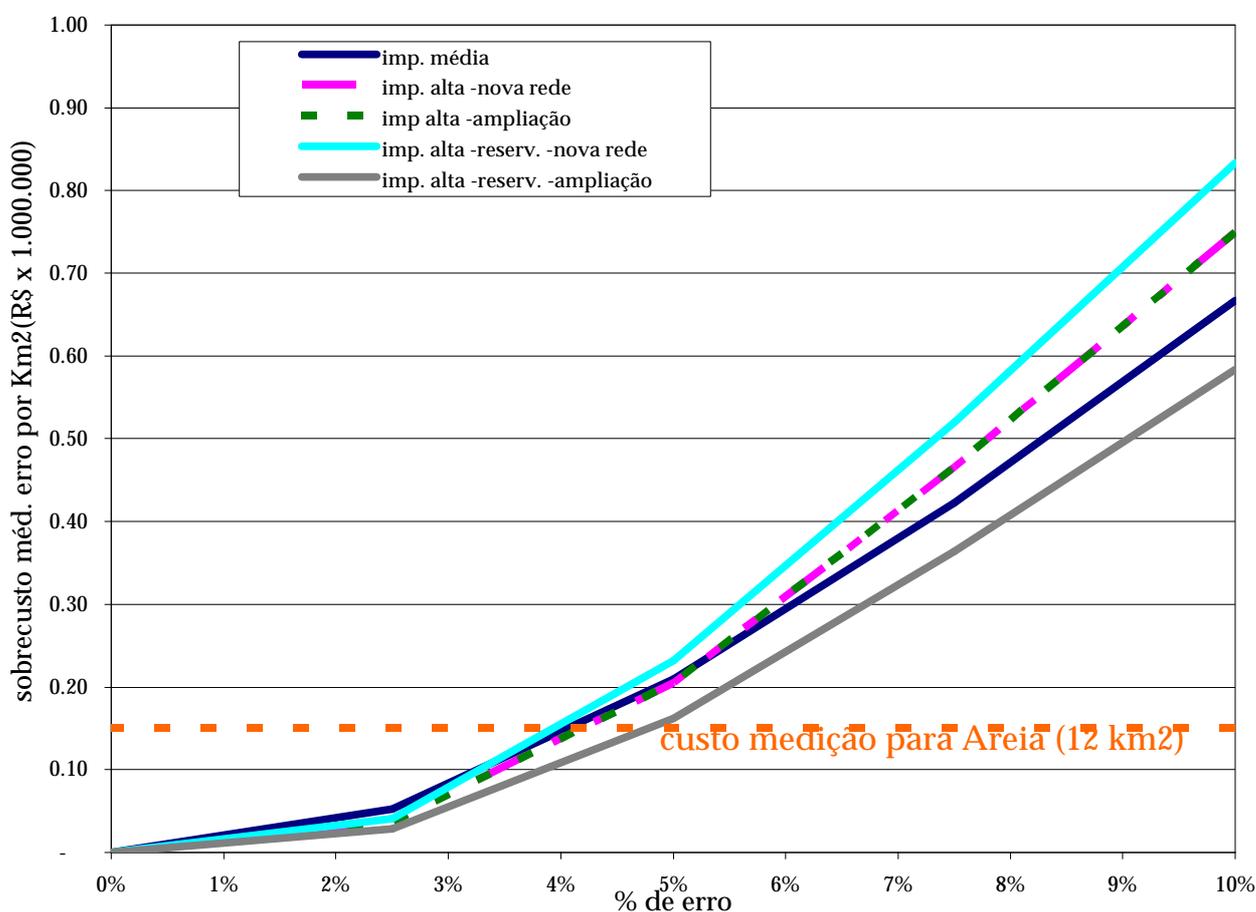


Figura 5.56- Impacto no custo das incertezas na estimativa do CN em valores por unidade de área.

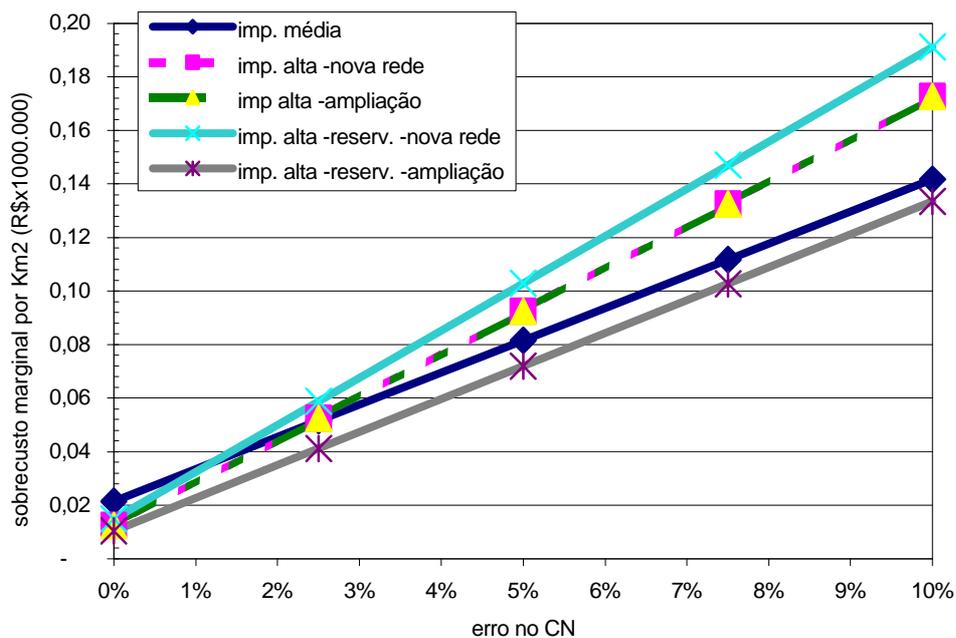


Figura 5.57 - Impacto marginal das incertezas no custo (custo por cada 1% de erro cometido por unidade de área) .

A existência de informação, também teria um impacto significativo sobre a confiabilidade das metodologias, devido a que permitiria reduzir às incertezas existentes, por exemplo, no valor real da vazão de pico nas metodologias Clark e HU-SCS, ou sobre o padrão de chuva dominante.

6. Conclusões e recomendações.

A informação que você dispõe não é a que você deseja.

A informação que você deseja não é a informação que você necessita .

A informação que você necessita não é a informação que você consegue obter.

A informação que você consegue obter custa mais do que você deseja pagar
Anônimo

6.1 Discussão e conclusões.

A partir dos resultados obtidos no trabalho, se pode concluir que há baixa sensibilidade da metodologia, aplicada na sub-bacia do arroio da Areia, a erros na estimativa do tempo de concentração e posição do pico da chuva, e por outro lado, há alta sensibilidade ao parâmetro CN e à escolha da relação IDF para o cálculo do hidrograma de projeto.

Em grande parte a baixa sensibilidade ao t_c depende do tipo de simulação realizado. No caso em que a bacia foi dividida em uma série de pequenas sub-bacias da ordem de 30-100ha, permitindo a simulação distribuída da bacia, não houve sensibilidade ao erro no t_c (neste caso $t_c \ll$ tempo de traslado nas tubulações). Nas sub-bacias de maior área, onde a simulação pode ser considerada como concentrada, houve influência significativa dos erros no tempo de concentração sobre a vazão (neste caso, t_c engloba também o tempo de traslado).

A diferença de vazão de pico encontrada entre as metodologias de Clark e HU-SCS, superiores à possível variação devida ao tempo de concentração, indica que pelo menos uma delas se afasta da realidade, devendo ser estudada com dados observados, os valores dos parâmetros para esta situação.

A existência de mais de um posto pluviográfico na cidade permitiu verificar que a os diferentes padrões de chuva verificados sobre a cidade introduzem um fator adicional de erro, ao aumentar a possibilidade de usar uma relação IDF errada; o impacto no custo do dimensionamento utilizando a IDF errada, pode chegar a 100% do custo da rede (caso

tivesse sido dimensionada a rede com o posto Aeroporto e o correto fosse o 8º Distrito de Meteorologia).

Isto chama a atenção sobre o uso de curvas extrapoladas de outros locais, ou, dentro de uma mesma área urbana, sobre o uso de um único posto pluviográfico, principalmente quando se suspeitam efeitos orográficos ou, do próprio efeito urbano de reforço do processo convectivo. Na bacia do Areia, o posto Aeroporto se encontra perto do exutório e o posto do 8º Distrito (a menos de 10Km do anterior), se encontra perto da cabeceira; ambos têm series de dados similares (embora exista uma defasagem nas datas de aquisição dos dados), mas apresentam padrões de precipitação significativamente distintos mostrando a necessidade de maior informação para melhorar a confiabilidade da estimativa (a topografia do local impede o simples uso da metodologia de Thiessen para distribuir a chuva).

O CN resultou o parâmetro de maior impacto na vazão, e conseqüentemente no custo da rede, dentro do intervalo usual do CN em estudos de macrodrenagem urbana ($75 < CN < 95$); por cada incremento de uma unidade no CN é de esperar um crescimento de aproximadamente 8-10% no volume escoado e vazão de pico, o que equivale a 5% no custo da rede de macrodrenagem.

O impacto no custo de um erro de 10% na estimativa do CN para cada cenário analisado se encontra na tabela 6.1. Lembrando que estes valores diminuem linearmente, de forma que, por exemplo, para 5% de erro na estimativa do CN, o impacto no custo é a metade do apresentado na tabela 6.1.

Chama a atenção como o custo de obtenção de informação para a bacia do arroio da Areia mostrou-se comparativamente baixo (menor ao custo associado a um erro de 1% no parâmetro CN, ou seja, R\$ 150.000), ou expressado de outra forma, com a redução de somente 3% do erro no parâmetro CN na bacia do Arroio da Areia (12km²), seria possível gerar os fundos necessários para a *instalação de um sistema de monitoramento em toda a cidade durante 20 anos* (476km²).

Valores similares de redução no custo seriam possíveis na Bacia do Arroio da Areia na determinação do padrão de chuva correto (IDF); e na redução do erro no tempo de concentração a economia seria de entre R\$ 500.000 e R\$ 1.500.000.

Tabela 6.1 - Impacto no custo de um erro de 10% na estimativa do CN para cada cenário analisado

| Cenário | Impacto no custo de um erro de 10% na estimativa do CN | | Valor da rede de referência R\$ |
|---|--|--|------------------------------------|
| | Valores relativos | Valores absolutos para toda a rede (R\$) | |
| Instalação de uma nova rede no cenário de impermeabilidade média | 18% | 8.000.000 | 42.000.000 |
| Instalação de uma nova rede no cenário de impermeabilidade alta | 15% | 9.000.000 | 65.000.000 |
| Ampliação da rede existente no cenário de alta impermeabilidade | 30% | 9.000.000 | 32.000.000 |
| Redes novas com reservatórios de detenção no cenário de alta impermeabilidade | 20% | 10.000.000 | 47.000.000 |
| Ampliação de redes com reservatórios no cenário de alta impermeabilidade. | 50 a 80% | 6.000.000 a 8.000.000 | R\$ 12.000.000 |

Em outras palavras, pode ser afirmado que efetuar coleta regular de dados de vazão e chuva, ainda nos parâmetros menos sensíveis como ser o *tc*, mostrou-se como opção significativamente mais barata que admitir os custos dos erros.

O valor dos custos dos erros no caso de subestimativa da vazão, embora alto, pode ser ainda maior, pois não foram levados em conta alguns custos como os de reparação de calçadas e ruas após alagamento, limpeza, custos derivados de doenças de veiculação hídrica, custos financeiros, etc., por não possuir informação para sua avaliação.

A existência de informação, também teria um impacto significativo sobre a confiabilidade das metodologias, devido a que permitiria reduzir às incertezas existentes; por exemplo, no valor real da vazão de pico nas metodologias Clark e HU-SCS, ou sobre o padrão de chuva dominante.

6.2 Recomendações

A partir dos resultados do trabalho pode se recomendar:

- Novos estudos avaliando de que maneira mudanças na forma do hidrograma, provocadas por erros no tempo de concentração, impactam em uma rede com reservatórios de detenção (sendo que a forma do hidrograma controla a distribuição dos volumes, mudanças no valor do tempo de concentração poderiam induzir situações críticas dentro de uma rede com reservatórios).
- Novos estudos que analisem a incerteza considerando a interação entre os parâmetros, de forma de avaliar o impacto das incertezas no custo quando um parâmetro interfere na estimativa do outro. Por exemplo, é comum utilizar metodologias baseadas no CN para corrigir *tc*.
- Embora pareça repetitivo, vale destacar que medir vazão e chuva é vantajoso economicamente.
- Como a metodologia de Muskingum-Cunge, empregada para a propagação da vazão, não leva em conta efeito de remanso, gera uma certa distorção nos resultados, principalmente em regiões planas. Novos estudos deverão ser realizados levando em conta os efeitos mencionados.
- Também seria importante a avaliação da forma em que variações do coeficiente *n* de Manning (ou outro similar) impactam sobre o custo da rede, tomando em conta que normalmente nos estudos de drenagem urbana o parâmetro é subestimado ao não levar em conta as perdas de carga locais do escoamento.
- Levantar dados que permitam avaliar os custos que não puderam ser incorporados na análise do impacto da incerteza no custo no caso de subestimativa do parâmetro: o dano nas construções, tempo perdido, custos de limpeza, desgaste político por ter que reconstruir uma obra, etc. por falta de dados para sua avaliação.
- Que as autoridades responsáveis exijam indicadores da incerteza nos estudos de engenharia.

Finalmente são indicadas umas series de recomendações a serem usadas nos estudos de drenagem urbana, com a finalidade de reduzir o impacto no custo.

Quando sejam empregados dados medidos para calibração de modelos, ou geração de parâmetros (por exemplo IDF), avaliar a consistência dos dados distintos postos, sugerindo sempre que seja necessário a aquisição de informação que possa melhorar estimativas futuras dos parâmetros.

É recomendável a discretização da região em estudo em sub-bacias pequenas (menores a 1,0 km²) para reduzir impactos de erros cometidos na estimativa de *tc.*; no caso de necessidade de uma discretização maior (falta de dados, bacia rural), sugere-se maiores cuidados na determinação do tempo de concentração, podendo ser usada a equação do anexo D que melhor se ajuste aos fins do estudo.

Localizar o pico da chuva na metade da duração da mesma na falta de dados, dada a baixa sensibilidade a variações do parâmetro, e devido a que, os valores estimados da posição do pico em diversos locais o situam perto da metade da duração, ou ligeiramente adiantado. Por exemplo: Keifer e Chu em 1957 obtiveram $r=0,375$ em Chicago-EUA (onde $r = \text{tempo ao pico}/\text{duração da chuva}$); Bandyopadhyay (1972) *apud* Benfica (1999) obteve $r=0,4$ em Gauhati-India; Dias (1987) obteve $r=0,44$ em Porto Alegre-RS; Benfica (1999) obteve $r=0,37$ no Aeroporto e $r=0,27$ no posto do 8º Distrito em Porto Alegre)

Na estimativa do CN se deverão extremar precauções devido ao impacto de erros na estimativa do valor do parâmetro sobre a vazão e custo de uma rede de macrodrenagem. Nesse sentido recomenda-se:

- Utilizar varias fontes para a informação (Por exemplo: imagens de satélite, dados de população e características da urbanização);
- Levar em conta na estimativa do tipo de solo que a urbanização modifica as características do solo, principalmente da camada superior.
- Como se projeta a futuro, são altamente recomendáveis estudos específicos das projeções de urbanização e impermeabilidade esperada. Estimativas simplificadas, como as usadas normalmente por projetistas, podem significar altos custos desnecessários.

Referências Bibliográficas

- BEVEN, K. 1993. Prophecy, reality and uncertainty in distributed hydrological modeling. *Advances in Water Resources*. No. 16. p41-51. Elsevier Science publishers Ltd.
- BEMFICA, D. 1999. Análise da aplicabilidade de padrões de chuva de projeto a Porto Alegre. Dissertação de mestrado. Porto Alegre, IPH-UFRGS.
- BENJAMIN, J. R.; CORNELL, C. A. 1970. Probability, Statistics and Decision Making for Civil Engineers. McGraw-Hill, New York, N. Y.,
- BERTONI, J. C. ;TUCCI, C. E. M. . 1993. Precipitação in TUCCI, C.E.M. (org), Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade. ABRH/EDUSP. 943p.
- BERTONI, J. C. 2001. Etude hydrologique et analyse des incertitudes sur trois bassins versant semi urbanisés de la région centrale d'Argentine. Tese de doutorado. Montpellier, 303p.
- BONDELID, T.R., MCCUEN, R.H. AND JACKSON,T.J. (1982), Sensitivity of SCS models to curve number variation, *Water Resources Bulletin*, V 12, N 2, 337-349
- CAMPANA, N. A., TUCCI, C.E.M. 1994. Estimativa da área impermeável de macro-bacias urbanas. *Revista Brasileira de Engenharia*. Vol. 12. N 2. (Dez 1994). p 79 - 94.
- COLLISCHON, W. 2000. Discretização espacial automática no modelo de Muskingum-Cunge. Comunicação interna. IPH-UFRGS.
- CHEVERAUX, G.; HOLLY, F.; PREISSMAN, A. 1978. Can Detailed Hydraulic Modeling Be Worthwhile When Hydrologic Data is Incomplete? .in: *Urban storm drainage*. Billing & Sons Limited. Estover Road, Plymouth, Devon. pg. 87-99.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. 1994. Hidrologia aplicada. McGraw-Hill Interamericana S. A. Santa Fé de Bogotá, Colômbia.

- DIAZ, O. B. P. 1987. Precipitação de Projeto e Regionalização de Hidrogramas Unitários para Bacias Urbanas Brasileiras. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS.
- DOS SANTOS, R. 1998. Hidrogramas de projeto e estimativa de sua incerteza. Dissertação de mestrado. Porto Alegre, IPH-UFRGS.
- GAUME, E.; VILLENEUVE, J. P.; DESBORDES, M. 1998. Uncertainty assessment and analysis of the calibrated parameter values of an urban storm water quality model. *Journal of Hydrology*. No 201 p38-50. Elsevier Science publishers Ltd.
- GERMANO, A. O.; TUCCI, C.E.M. 1995. Variabilidade do parâmetro CN em bacias urbanas brasileiras. In: XI Simpósio Brasileiro De Recursos Hídricos E Ii Simpósio De Hidráulica Dos Países De Língua Oficial Portuguesa. Anais. Recife, v1,p. 177-182, nov. 1995.
- GERMANO, A. O. 1997. Estimativa de parâmetros hidrológicos em bacias urbanas brasileiras. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS.
- HAAN, C. T. 1989. Parametric Uncertaint in Hydrological Modeling. *Transactions of the American Society of Agricultural Engineers*, St, Joseph, v.32, n. 1, p. 137-145.
- HAWKINS, R.H. 1975. The importance of accurate Curve Numbers in the estimation of Storm Runoff. In *Water Resources Bulletin*. American Water Resources Association. V. 11, n. 5.
- HUFF, F. A. 1967. Time Distribution of rainfall in Heavy Storms. *Water Resources research*, vol. 3, nº 4, p. 1007/1018.
- HYDROLOGICAL ENGINEERING CORPS. 1974. Training Course on Urban Hydrology. Exército dos EUA.
- JONES, S. B. 1981. Choice of space and time steps in the Muskingum-Cunge flood routing method. *Proceeding Institution of Civil Engineers*. V71, n 2, p. 758-772
- KEIFER, C. J.; CHU, H. H. 1957. Synthetic Storm Pattern for Drainage Design. *Journal of the Hydraulic Division*, 88, HY6, p. 73/92.
- KEYNES, J. M. 1936. The general theory. *Quarterly Journal of Economics*. Vol. LI, fevereiro, pp. 209-233. Reeditado em Moggridge, 1972, vol. XIV.

- KUNDZEWICZ, Z. W. 1995. Hydrological uncertainty in perspective. In: KUNDZEWICZ, Z. W., ed. *New Uncertainty Concepts in Hydrology and Water Resources*. Cambridge University Press, Cambridge. 322p., Cap. I, p3-10.
- LAPPONI, J. C. 1995. Estatística usando Excel versões 4 e 5. Lapponi Treinamento e Editora. São Paulo. 290p.
- LEI, J.; SCHILLING, W. 1994. Parameter uncertainty propagation analysis for urban rainfall runoff modeling. in: *Water Science*. IAWQ. Inglaterra. vol. 29, No 1-2, pp145-454.
- CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. 1994. Hidrología aplicada. McGraw-Hill Interamericana, S. A. Santafé de Bogotá – Colombia. 584p.
- MARSALEK, J. 1978. Synthesized and historical storms for urban drainage design. in *Urban storm drainage*. Billing & Sons Limited. Estover Road, Plymouth, Devon. pg. 87-99.
- MIZUMURA, L. 1995. Application of fuzzy theory to snow melt runoff. In: KUNDZEWICZ, Z. W., ed. *New Uncertainty Concepts in Hydrology and Water Resources*. Cambridge University Press, Cambridge. 322p., Cap. I, p121-125.
- PEDROSA, V. 1996. O controle da urbanização na macrodrenagem de Maceió: Tabuleiros dos Martins. Dissertação de Mestrado. IPH-UFRGS. 139p.
- PILGRIM, D. H., AND CORDERY, I. 1975. Rainfall temporal patterns for design floods, Journal Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol 101, No. HY1, pp 81-95.
- PONCE, V.M.; HAWKINS, R.H. 1996. Runoff Curve Number: Has it Reached Maturity?. *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE. v.1,n.1,p 11-19,Jan. 1996.
- PORTO, R. ;ZAHED FILHO,K. ;TUCCI, C. E. M. ;BIDONE, F. 1993. Drenagem urbana. in TUCCI, C.E.M. (org.), *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. Porto Alegre: Editora da Universidade. ABRH/EDUSP. 943p.
- PORTO, R. 1995. Escoamento superficial direto. In:TUCCI, C.E.M.; PORTO, R; de BARROS, M. T. org.. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre, R.S:ABRH. Editora da Universidade. UFRGS. 428p. Cap. 2, p36-37.

- PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Secretaria de Planejamento Municipal. 1994. 1ºPDDU: Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano de Porto Alegre. Porto Alegre, RS.
- PORTO ALEGRE. Prefeitura Municipal. Departamento de Esgotos Pluviais. 2002. Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre, RS.
- RAMOS, M. H. 1998. Drenagem urbana: aspectos urbanísticos, legais e metodológicos em Belo Horizonte. Dissertação de mestrado. Belo Horizonte, Escola de Engenharia-UFMG.
- SINGH, V.P. (1988), Hydrologic systems, volume I, rainfall-runoff modelling, Prentice Hall,
- SILVEIRA, A. L. Lopes da. 1997. Provável efeito urbano nas relações IDF das chuvas de Porto Alegre. In: Rbrh : Revista Brasileira de Recursos Hídricos. Porto Alegre, RS vol. 2, n. 2 (jul./dez.1997), p. 93-107
- SOIL CONSERVATION SERVICE(EUA). 1985. National Engineering Handbook, Sec. 4, Hydrology. U.S. Department of Agriculture.
- TITMARSH, G. W.; CORDERY, I.; PILGRIM, D. H. 1995. Calibration Procedures for Rational and USSCS design Methods. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 121. No 1 p61-70 ; Janeiro, 1995. ASCE
- TUCCI, C. E. M.; ZAMANILLO, E. A.; PASINATO, H. D. 1983. Sistema de simulação precipitação-vazão IPHS1. In *Recursos Hídricos – Publicação 20*. IPH-UFRGS. Porto Alegre.
- TUCCI, C. E. M. 1993. Escoamento superficial in TUCCI, C.E.M. (org.), Hidrologia: Ciência e Aplicação. Porto Alegre: Editora da Universidade. ABRH/EDUSP. 943p.
- TUCCI, C.E.M. 1998. Modelos Hidrológicos. Porto Alegre. Editora da Universidade. ABRH/UFRGS 669p.
- UNNE, 2001. Estúdios hidrológicos ex-post realizados para verificar el funcionamiento de la Obra de Control en Laguna Blanca. Departamento de Hidráulicas. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional del Nordeste.

- VILLANUEVA, A. O. N. 1990. Modelo para escoamento não permanente em uma rede de condutos. Porto Alegre: UFRGS - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 83f. -Dissertação (Mestrado Engenharia).
- VILLANUEVA, A. O. N.; TUCCI, C.E.M. 2001. Metodologias de simulação para Planos Diretores de Drenagem Urbana in VILLANUEVA, A. O. N, GOLDENFUM, J. A. e SILVEIRA, A. L. L. (organizadores) *Artigos Seleccionados do I Seminário de Drenagem Urbana do Mercosul*. Porto Alegre. Editora da Universidade. ABRH/UFRGS 174p.
- ZAHED FILHO, K.; MARCELLINI, S. S., 1995. Precipitações máximas. In:TUCCI, C.E.M.; PORTO, R; de BARROS, M. T. org.. *Drenagem Urbana*. Porto Alegre, R.S:ABRH. Editora da Universidade. UFRGS. 428p. Cap. 2, p36-37.

Anexo A

Avaliação de custos

Com a finalidade de estabelecer um valor de referência para atualização dos valores, se informam na tabela A1, diversos índices econômicos na data de estudos dos preços (Dezembro 2001) .

Tabela A1 – Indicadores econômicos.

| | |
|------------------------|--------|
| Salário Mínimo (R\$) | 180,00 |
| CUB Ponderado (R\$) | 572,59 |
| CUB Material (R\$) | 293,83 |
| CUB Mão-de-Obra (R\$) | 278,76 |
| Valor Dolar (R\$/US\$) | 2,40 |

Os custos respondem a características médias dos condutos nas sub-bacias, podendo apresentar variações significativas em distintos pontos, em quanto a recobrimento e profundidade de escavação. A profundidade média no caso de tubulações circulares foi de 1,0m e no caso de galerias de 1,5m, que inclui a compensação entre trechos instalados embaixo de calçadas, ruas e construções. Nas figuras D1 e D2 pode-se observar os desenhos esquemáticos dos elementos considerados no custo.

Foi considerado que a capacidade adicional necessária seria incorporada ao sistema mediante conduções paralelas as existentes.

Os preços unitários foram avaliados a partir informações fornecidas pelo DEP completadas com informações obtidas dos custos unitários de referência praticados pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) com data em dezembro de 2001.

Foram incorporados na avaliação os distintos itens fornecidos pelo DEP através de memórias de cálculo de projetos já implementados.

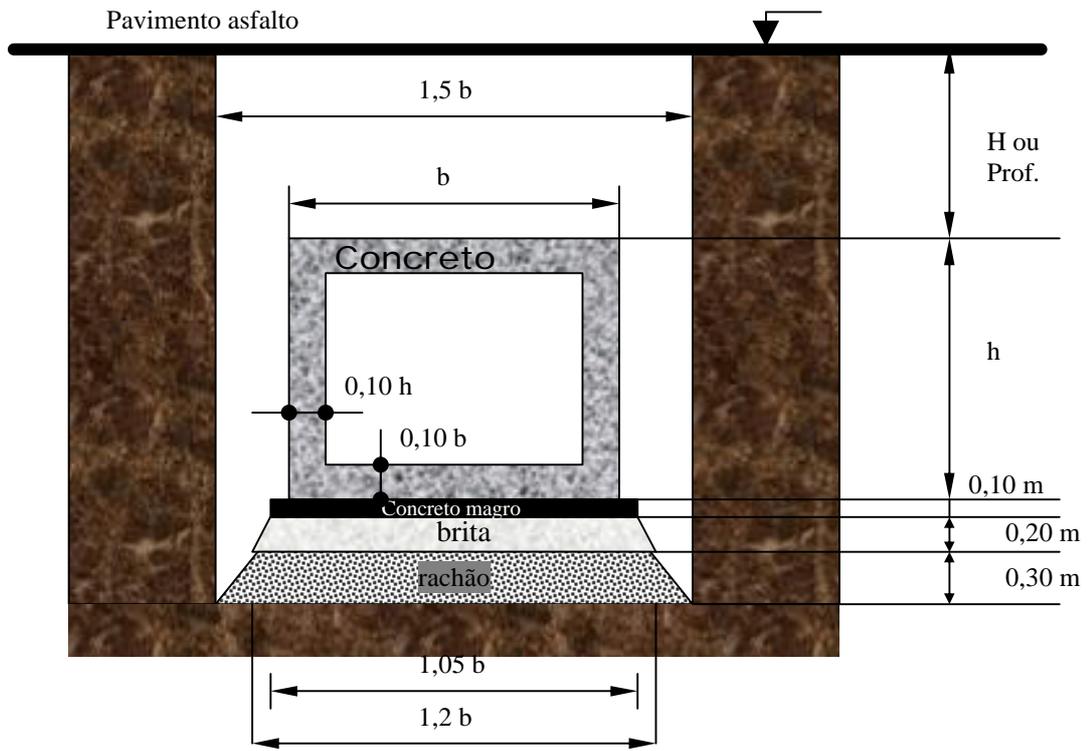


Figura A1 – Croquis dos elementos considerados no custo das galerias retangulares.

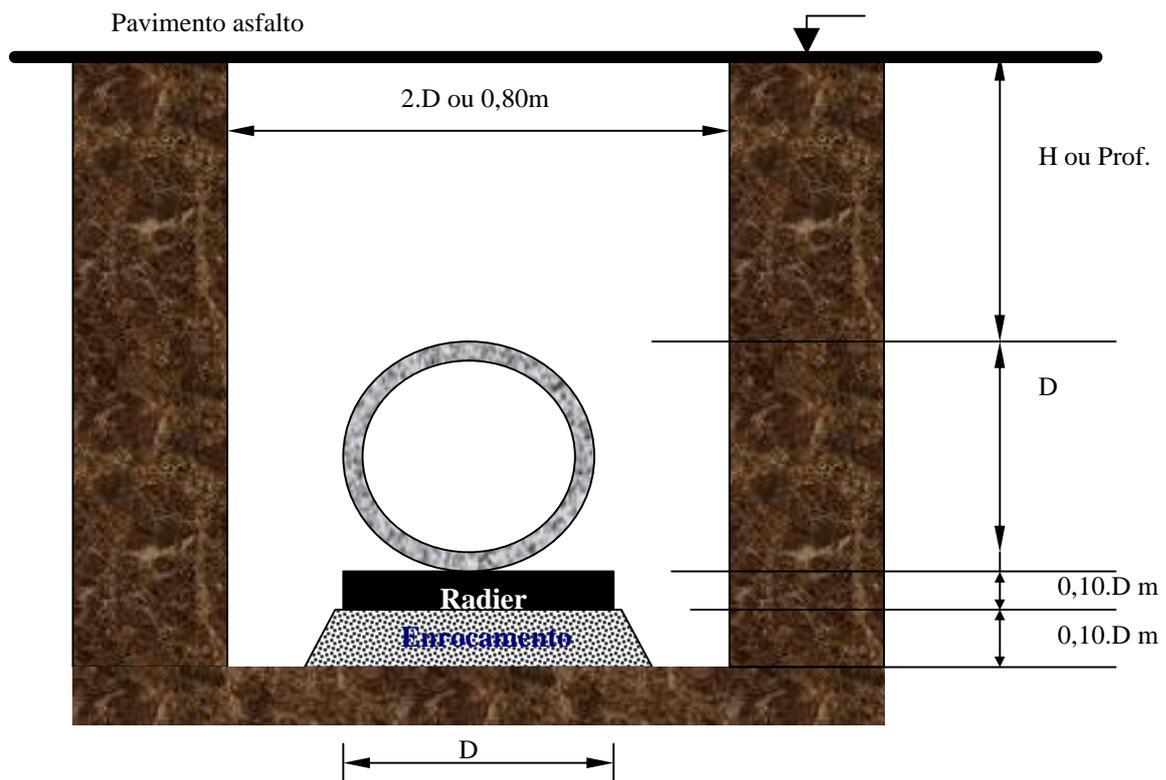


Figura A2 – Croquis dos elementos considerados no custo das galerias retangulares.

Na tabela A1 é apresentada a composição do custo das tubulações circulares; e nas tabelas A2 e A3 a composição para as galerias retangulares premoldeadas e construídas *in-loco* respectivamente.

Na tabela A4 se encontram indicada a composição dos custos usados para a estimativa do valor dos reservatórios de detenção. Os reservatórios de detenção foram do tipo gramados e localizados em áreas públicas (anexo B). Foi considerado ainda, em função de resultados apresentados por Tucci (1993) e IPH(2001), que os reservatório em áreas desapropriadas têm um custo três vezes maior ao dos reservatórios gramados; e que os enterrados têm custo 7 vezes maior.

Tabela A.1 - Composição do custo das tubulações circulares.

| Itens analisado | Custo Unitário | Diâmetro (m) | | | | | | | | | |
|-------------------------------------|----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|
| | | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.8 | 1 | 1.2 | 1.5 | 1.8 | 2 | |
| Remoção pav asfalto (m2) | 216.85 | 12.14 | 15.18 | 18.22 | 24.29 | 30.36 | 36.43 | 45.54 | 54.65 | 60.72 | |
| Escavação (m3) | 50 | 56.00 | 75.00 | 96.00 | 144.00 | 200.00 | 264.00 | 375.00 | 504.00 | 600.00 | |
| Remoção escombros (m3) | 5 | 5.60 | 7.50 | 9.60 | 14.40 | 20.00 | 26.40 | 37.50 | 50.40 | 60.00 | |
| escora (m2) | | | | | | | | | | | |
| TIPO "A" | 5% | 6.56 | 0.92 | 0.98 | 1.05 | 1.18 | 1.31 | 1.44 | 1.64 | 1.84 | 1.97 |
| TIPO "B" | 25% | 11.92 | 4.59 | 4.92 | 5.25 | 5.90 | 6.56 | 7.22 | 8.20 | 9.18 | 9.84 |
| TIPO "C" | 70% | 14.98 | 12.86 | 13.78 | 14.69 | 16.53 | 18.37 | 20.20 | 22.96 | 25.72 | 27.55 |
| Reaterro (m3) | | | | | | | | | | | |
| Simples | 20% | 4.26 | 0.68 | 0.85 | 1.02 | 1.36 | 1.70 | 2.04 | 2.56 | 3.07 | 3.41 |
| Com areia | 20% | 28.66 | 0.68 | 0.85 | 1.02 | 1.36 | 1.70 | 2.04 | 2.56 | 3.07 | 3.41 |
| Com saibro | 60% | 23.39 | 2.04 | 2.56 | 3.07 | 4.09 | 5.11 | 6.13 | 7.67 | 9.20 | 10.22 |
| Radier (m3) | 264.54 | 7.41 | 10.58 | 14.29 | 23.28 | 34.39 | 47.62 | 71.43 | 100.00 | 121.69 | |
| PV (num) | 500 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | 10.00 | |
| Tampão (num) | 200 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | 4.00 | |
| Bocas de lobo (num) | 150 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | |
| Assentam 0.40 | 8.49 | 8.49 | 11.60 | 13.85 | 30.14 | 45.29 | 55.55 | 111.34 | 165.18 | 210.27 | |
| Fornecimento 0.4 | 14.02 | 14.02 | 20.44 | 26.05 | 72.80 | 101.23 | 137.41 | 211.08 | 291.97 | 352.69 | |
| Sub-total | | 145.44 | 184.24 | 224.10 | 359.34 | 486.03 | 626.50 | 917.46 | 1238.27 | 1481.76 | |
| Lucro e despesas indiretas (32,68%) | | 47.53 | 60.21 | 73.24 | 117.43 | 158.83 | 204.74 | 299.83 | 404.67 | 484.24 | |
| Custo Final | | 192.97 | 244.45 | 297.34 | 476.77 | 644.86 | 831.23 | 1,217.29 | 1,642.94 | 1,966.00 | |

Tabela A.2 - Composição do custo das galerias premoldeadas

| Item | Custo unit | 1 00 x 1 20m | 1 60 x 1 60m | 1 70 x 1 70m |
|---|------------|---------------|----------------|----------------|
| Remoção e restituição pav. asfalto (m3) | 216,85 | 27,32 | 36.43 | 38.71 |
| Meio Fio | 6,07 | 12,14 | 12.14 | 12.14 |
| Escavação (m3) | 50 | 225,00 | 372.00 | 408.00 |
| Remoção até 2km (m3) | 5 | 22,50 | 37.20 | 40.80 |
| Escoramento | | | | |
| TIPO "A" | 5% | 6,56 | 1,64 | 2.03 |
| TIPO "B" | 25% | 11,92 | 14,90 | 18.48 |
| TIPO "C" | 70% | 14,98 | 52,43 | 65.01 |
| Concreto magro fck>10 MPA (m3) | 150,49 | 18,51 | 24.68 | 26.22 |
| Enrocamento | | | | |
| Com Brita (m3) | 39,38 | 10,63 | 14.18 | 15.06 |
| Com Rachão (m3) | 33,34 | 16,20 | 21.60 | 22.95 |
| Fornecimento galeria | | 260,00 | 471.85 | 542.10 |
| Reaterro | | | | |
| Simples | 20% | 4,26 | 2,30 | 3.07 |
| Com areia | 20% | 28,66 | 15,48 | 20.64 |
| Com saibro | 60% | 23,39 | 37,89 | 50.52 |
| PV (num) | 500 | 10,00 | 10.00 | 10.00 |
| Tampão (num) | 200 | 4,00 | 4.00 | 4.00 |
| bocas de lobo (num) | 150 | 6,00 | 6.00 | 6.00 |
| Sub-total | | 736,95 | 1,169.83 | 1,293.13 |
| Lucro e despesas indiretas (32,68%) | | 240,83 | 382.30 | 422.60 |
| Custo Final | | 977,78 | 1552.13 | 1715.73 |

Tabela A.3 - Composição do custo das galerias construídas *in loco*.

| Item | | Custo unit | 1.60 x 1.60m | 2.00 x 2.00m | 3.00 x 3.00m |
|---|-----|------------|---------------|-----------------|-----------------|
| Remoção e restituição pav. asfalto (m3) | | 216.85 | 38.71 | 45.54 | 68.31 |
| Meio Fio | | 6.07 | 12.14 | 12.14 | 12.14 |
| Escavação (m3) | | 50 | 408.00 | 525.00 | 1,012.50 |
| Remoção até 2km (m3) | | 5 | 40.80 | 52.50 | 101.25 |
| Escoramento | | | | | |
| TIPO "A" | 5% | 6.56 | 2.10 | 2.30 | 2.95 |
| TIPO "B" | 25% | 11.92 | 19.07 | 20.86 | 26.82 |
| TIPO "C" | 70% | 14.98 | 67.11 | 73.40 | 94.37 |
| Concreto magro fck>10 MPA (m3) | | 150.49 | 26.22 | 30.85 | 46.28 |
| Enrocamento | | | | | |
| Com Brita (m3) | | 39.38 | 15.06 | 17.72 | 26.58 |
| Com Rachão (m3) | | 33.34 | 22.95 | 27.01 | 40.51 |
| Concreto armado (m3) | | 382.97 | 420.58 | 582.11 | 1,101.04 |
| Reaterro | | | | | |
| Simples | 20% | 4.26 | 3.26 | 3.83 | 5.75 |
| Com areia | 20% | 28.66 | 21.92 | 25.79 | 38.69 |
| Com saibro | 60% | 23.39 | 53.68 | 63.15 | 94.73 |
| PV (num) | | 500 | 10.00 | 10.00 | 10.00 |
| Tampão (num) | | 200 | 4.00 | 4.00 | 4.00 |
| bocas de lobo (num) | | 150 | 6.00 | 6.00 | 6.00 |
| Varios (curado conc., transporte, mao obra parada, etc) | | | 126.17 | 174.63 | 330.31 |
| Sub-total | | | 1,297.78 | 1,676.84 | 3,022.23 |
| Lucro e despesas indiretas (32,68%) | | | 424.12 | 547.99 | 987.67 |
| Custo Final | | | 1721.9 | 2224.835 | 4009.896 |

Tabela A.3 - Composição do custo dos reservatórios.

| Itens analisados | Custo Unitário R\$ |
|------------------------------------|-----------------------|
| Escavação (m3) | 50 |
| Remoção material excedente (m3) | 2,24 |
| Parquizado (m3) | 0,024 |
| Regularização do terreno (m2) | 0,48 |

Anexo B – Reservatórios de detenção.

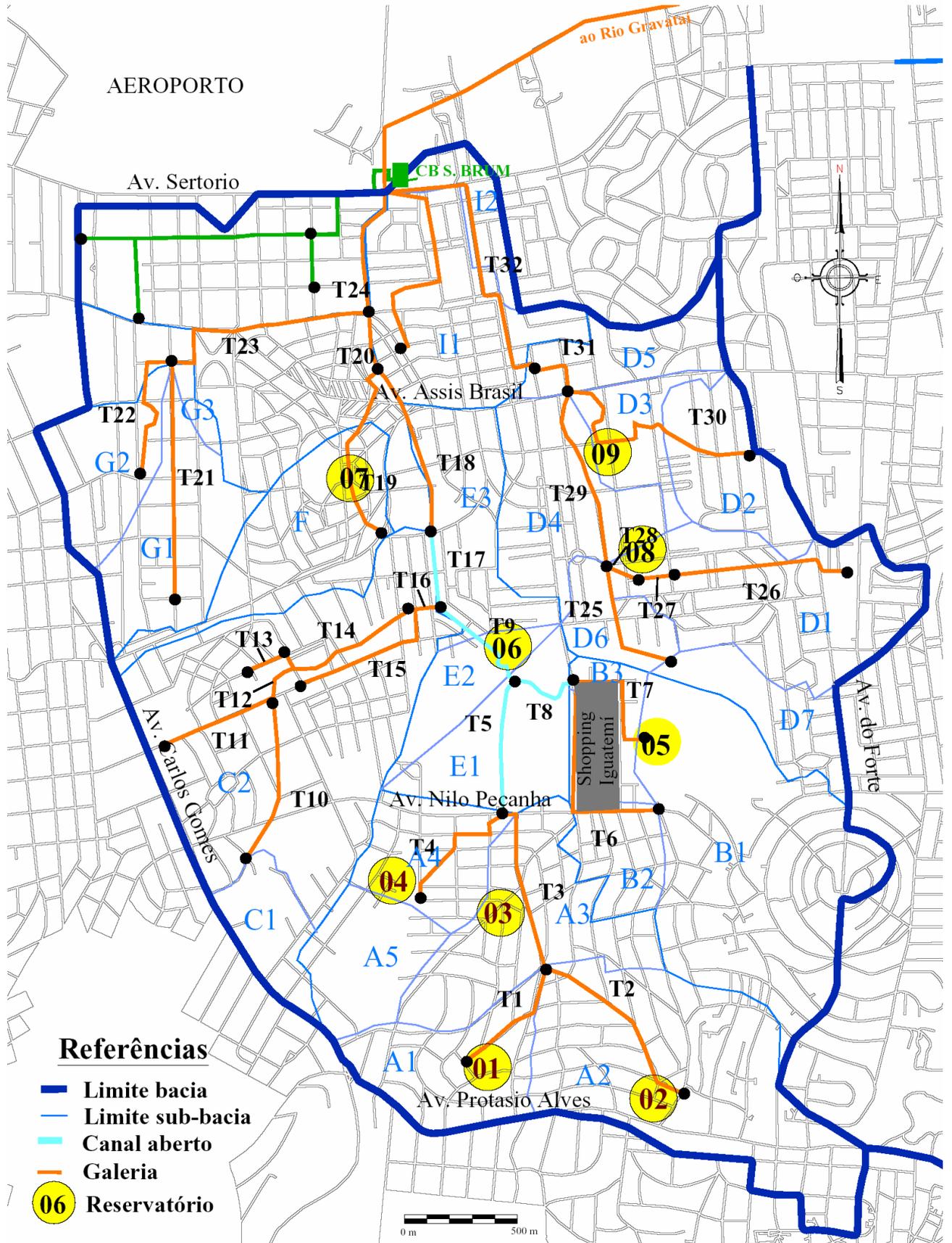


Figura B.1 – Localização dos reservatórios de detenção.

Características dos reservatórios.

Local 01 – Reservatório Francisco Guerra. Foi dimensionado um reservatório aberto gramado com aproximadamente 2200 m³, com 1 m de profundidade e taludes laterais 1:2. Apresenta-se precedido por uma estrutura tipo by-pass de 1 m³/s. Sua estrutura de saída é provida de um conduto com 0,60 m de diâmetro. A figura B.2 mostra um desenho esquemático do reservatório.

Local 02 – Reservatório Lopez S. Trovão. Reservatório aberto gramado com 1,50 m de profundidade, taludes 1:2, perfazendo um volume total de 4300 m³. Apresenta um by-pass de 1,5 m³/s e vertedor interno de 1,0 m de altura, seguido por conduto de saída de 0,60 m de diâmetro. A figura B.3 mostra um desenho esquemático do reservatório.

Local 03 – Reservatório Quintino Bocaiuva. Reservatório aberto gramado com aproximadamente 8400 m³ com uma profundidade de 1,5 m e taludes laterais 1:2. Apresenta by-pass de 3,0 m³/s e vertedor interno de 1 m. O conduto de saída tem diâmetro de 0,60 m. As figuras B.4 e B.5 mostram um desenho esquemático do reservatório.

Local 04 – Reservatório Dês. La Hire Guerra. Reservatório aberto gramado de aproximadamente 2800 m³ com 1 m de profundidade e taludes 1:2. Seu by-pass permite a passagem de 0,80 m³/s. Apresenta como estrutura extravasora um conduto de 0,40 m de diâmetro. A figura B.6 mostra um desenho esquemático do reservatório.

Local 05 - Reservatório Parque Alemanha. Localizado em uma sub-bacia em processo de loteamento. Para esta bacia foi determinado o volume necessário a um

reservatório quando da locação dos lotes e praças de forma a fornecer valores máximos de vazão compatíveis com a rede existente a jusante. Este volume é cerca de 8500,00 m³. Para a análise de sua atuação, foi utilizada uma profundidade de 2 m, com vertedor interno de saída de 1,5 m e by-pass de 2,0 m³/s. O reservatório é esquematizado na figura B.7.

Local 06 – Reservatório Country Clube. Localizado junto à sua saída ao norte do Contry Clube. Este reservatório foi dimensionado de forma a promover o máximo abatimento possível para o cenário de projeto com a utilização de um mínimo de área. Assim, este reservatório apresentaria um volume total de aproximadamente 26600 m³, 3,0m de profundidade e taludes gramados 1:2. A figura B.8 mostra o esquema do reservatório utilizado nas simulações.

Local 7 – Reservatório Alim. Pedro. Localizado no estádio homônimo. Este pode ser rebaixado para permitir o armazenamento de parte do pluvial em grandes eventos chuvosos. Este reservatório possibilitaria a obtenção de um volume de aproximadamente 7800 m³ com o rebaixamento do campo em 1 m. Apresenta como estrutura de saída um conduto de 0,40 m de diâmetro. A estrutura by-pass teria 1m³/s de capacidade. A figura B.9 mostra o reservatório e suas características principais são listadas.

Local 8 – Reservatório Irani Bertelli. Reservatório de aproximadamente 9900 m³ de volume, com 1,5 m de profundidade e taludes 1:2 gramados. Apresenta by-pass com 3 m³/s de capacidade. Sua estrutura extravasora é composta por um vertedor de 1 m de altura seguido por um conduto com 0,80 m de diâmetro. A figura B.10 mostra o desenho esquemático do reservatório.

Local 9 – Reservatório Loteamento Grécia. Reservatório com um volume em torno de 4200 m³. Apresenta profundidade de 1 m e estrutura by-pass com 13 m³/s de

capacidade. Este reservatório fez uso de um by-pass alto pela falta de profundidade, para otimizar o seu volume e promover um corte desejado no pico. Seu dispositivo de saída é composto por um conduto de 0,80 m de diâmetro. A figura B.11 mostra o desenho esquemático do reservatório.

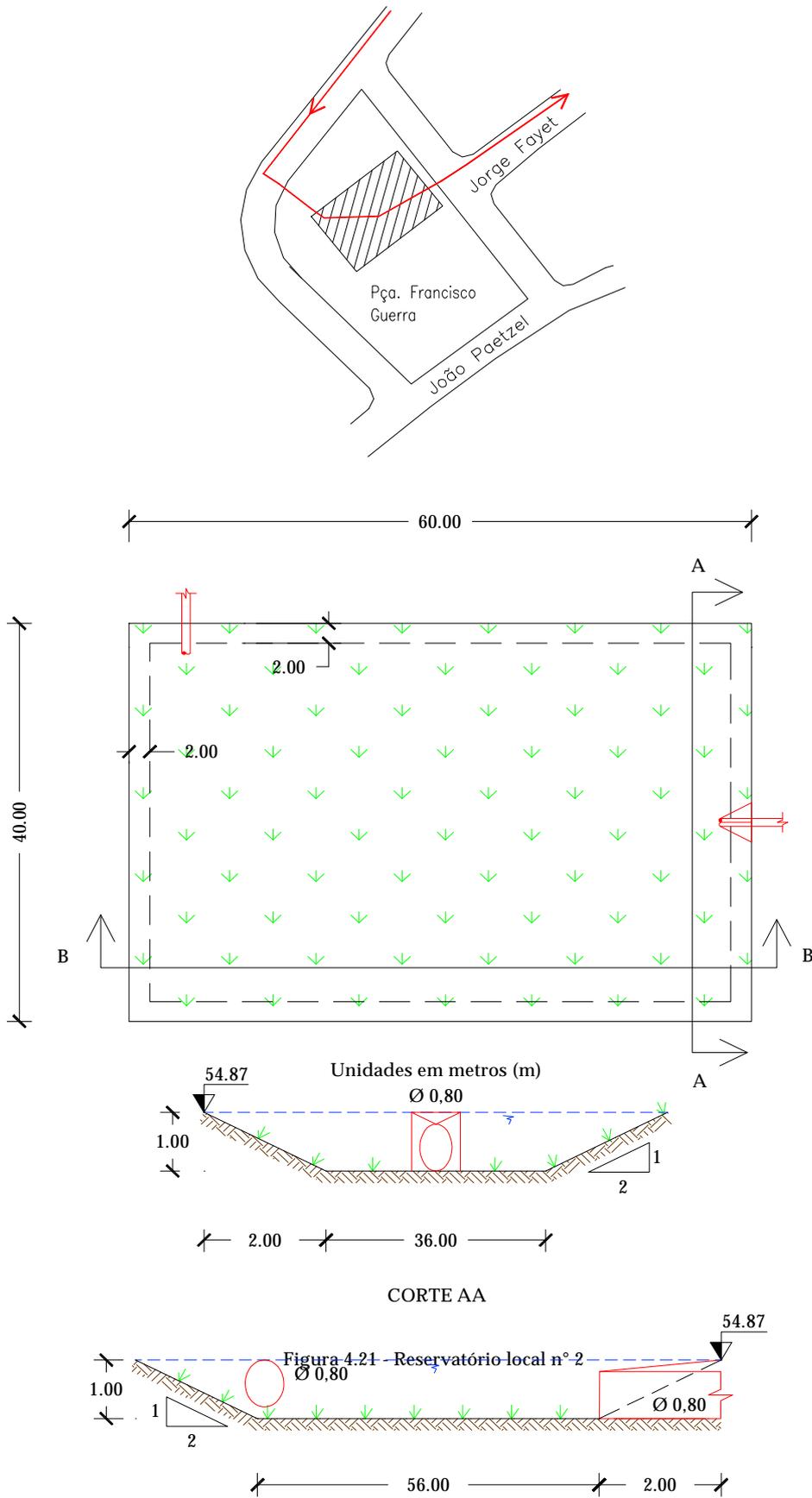


Figura B.2 - Reservatório "Francisco Guerra" - local n° 1

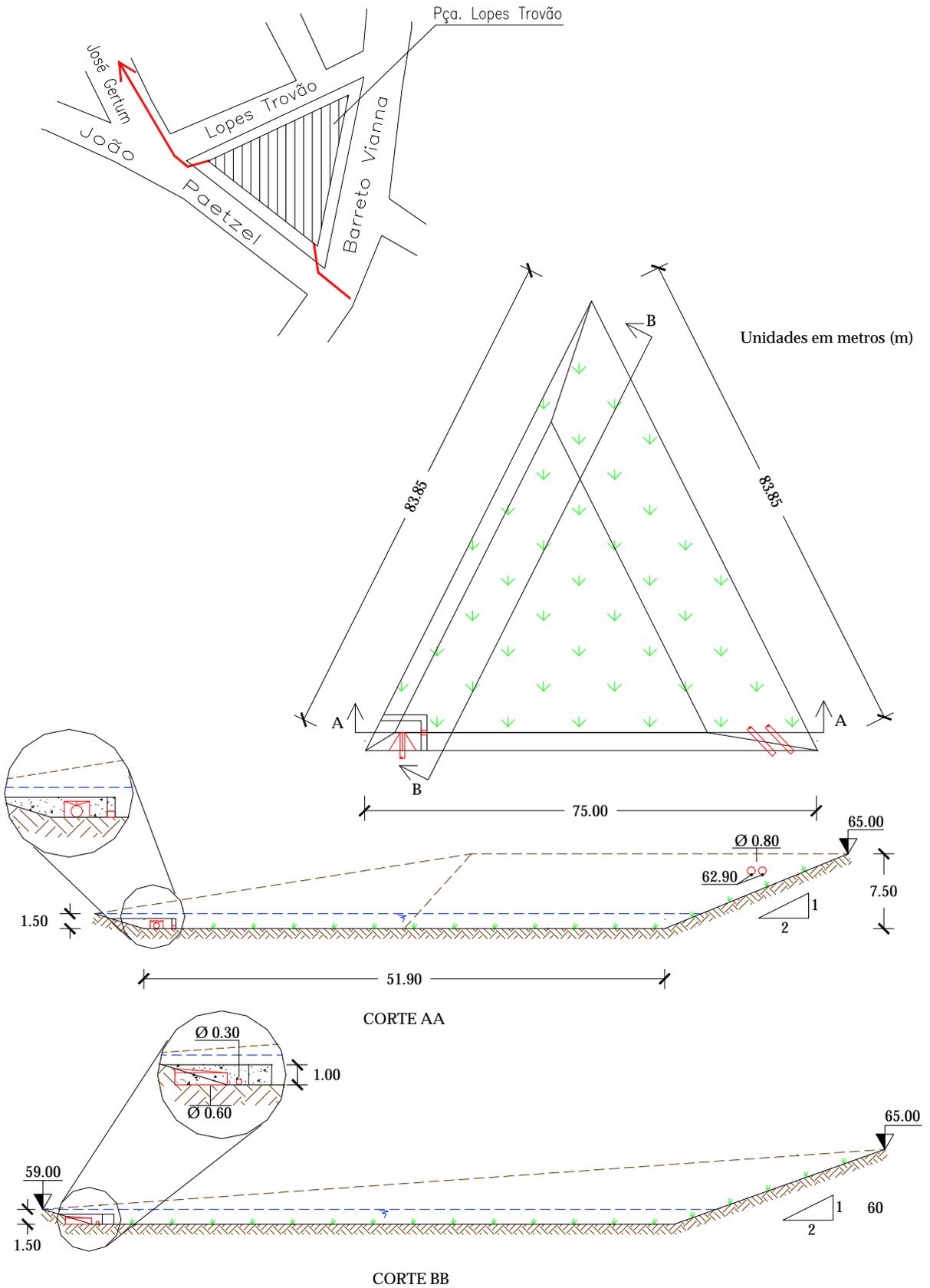


Figura B.3 - Reservatório "Lopes Trovão" - local no 2

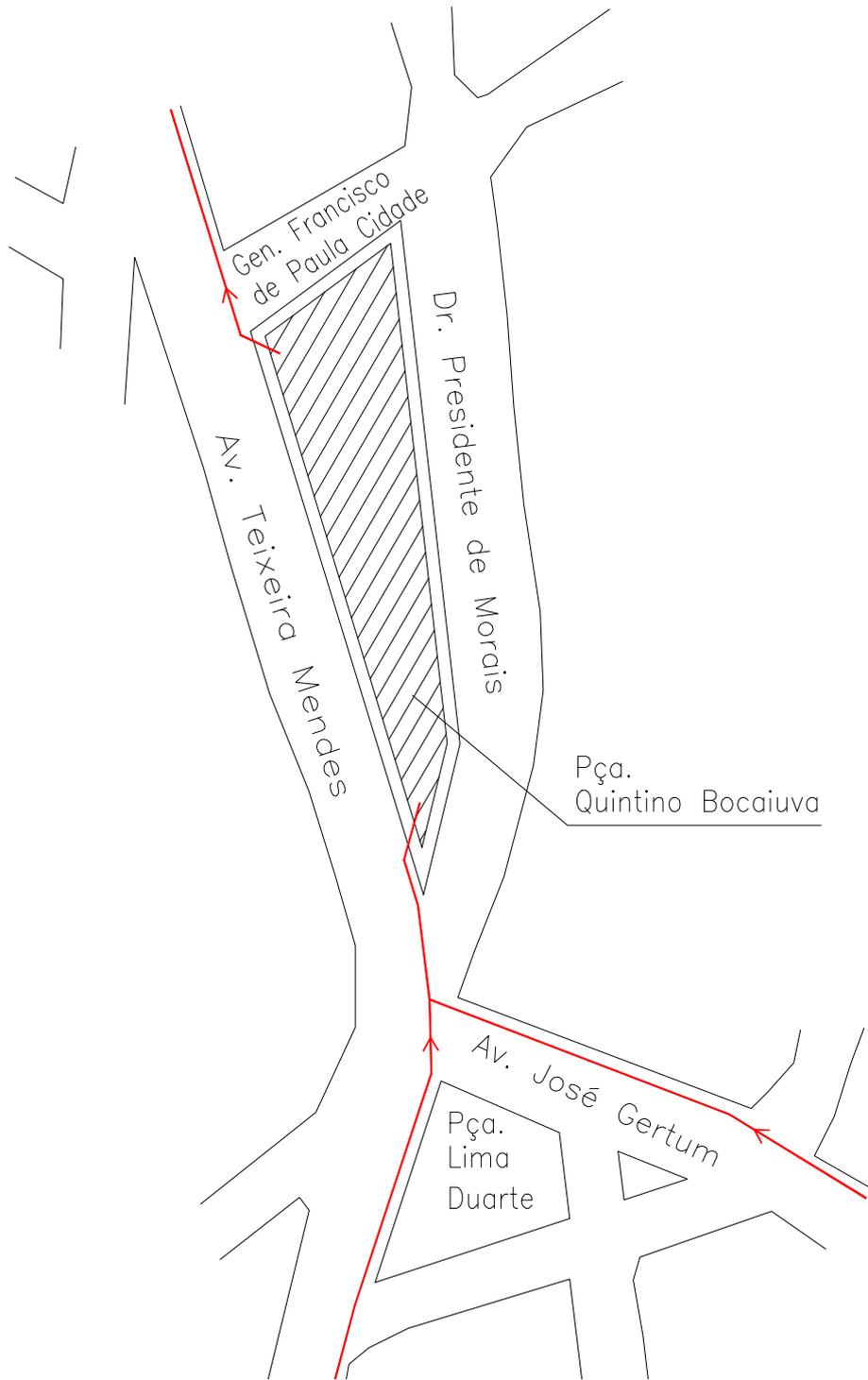


Figura B.4 - Localização reservatório "Quintino Bocaiuva" - local nº 3

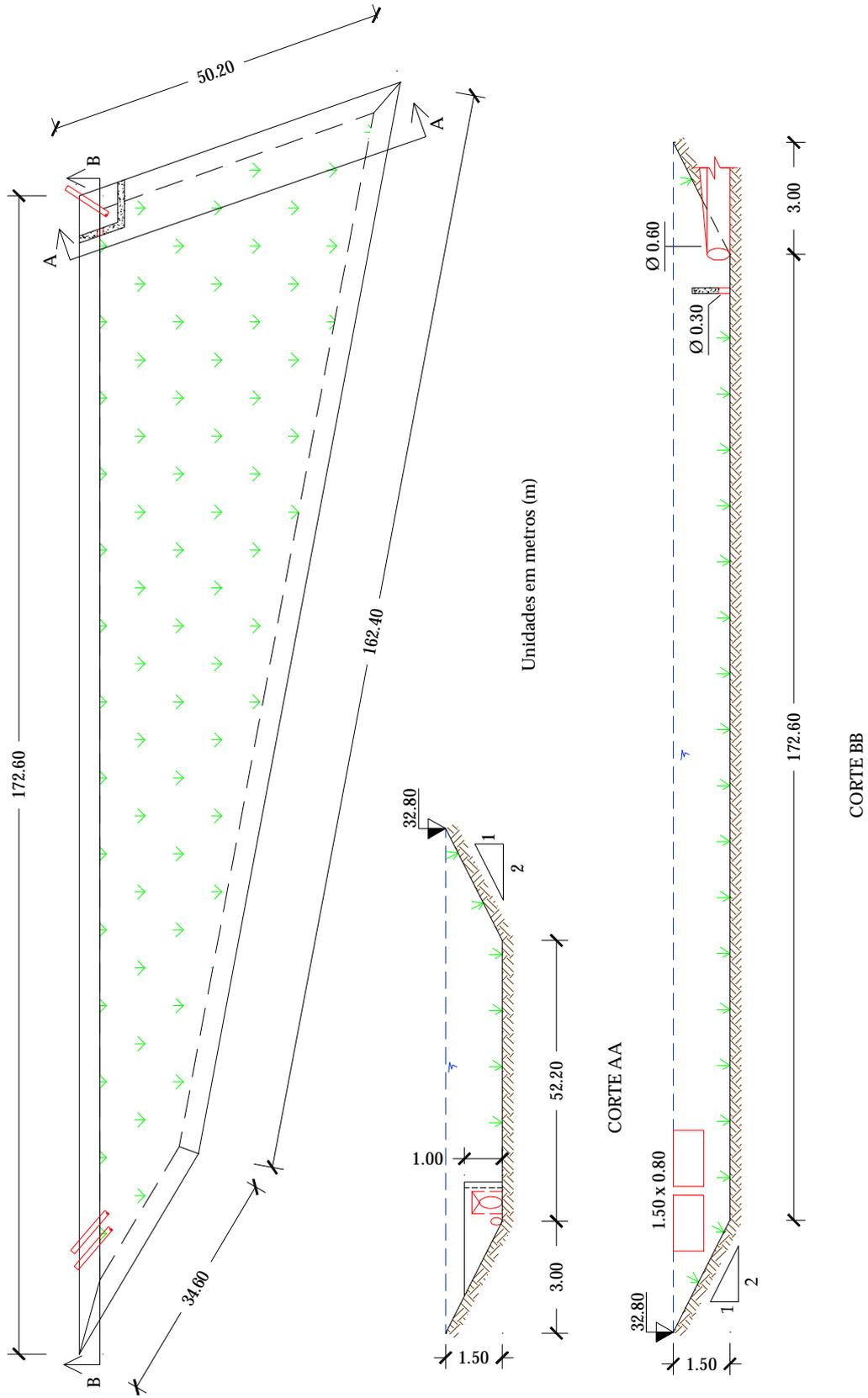


Figura B.5 – Reservatório local No 4.

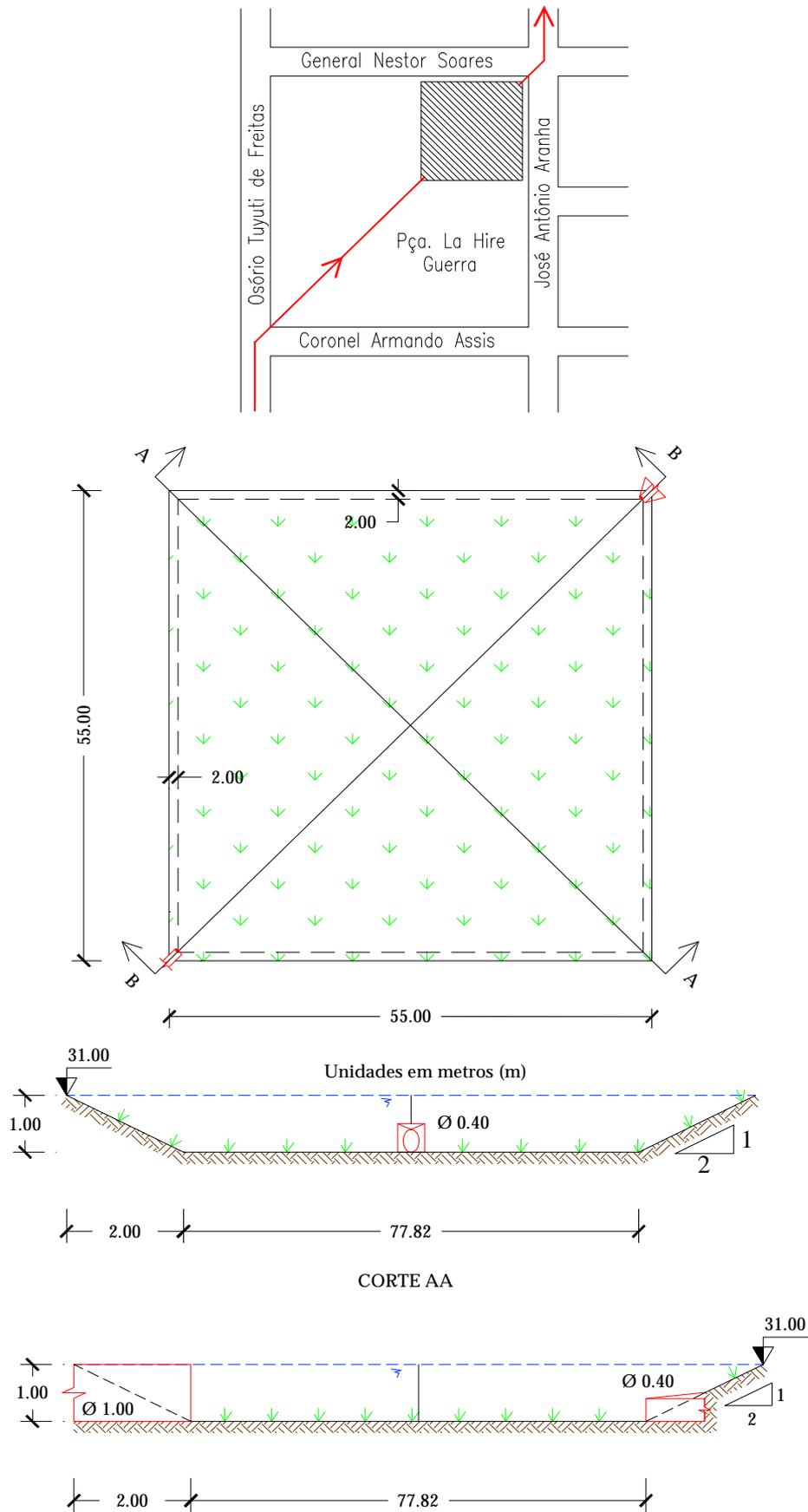
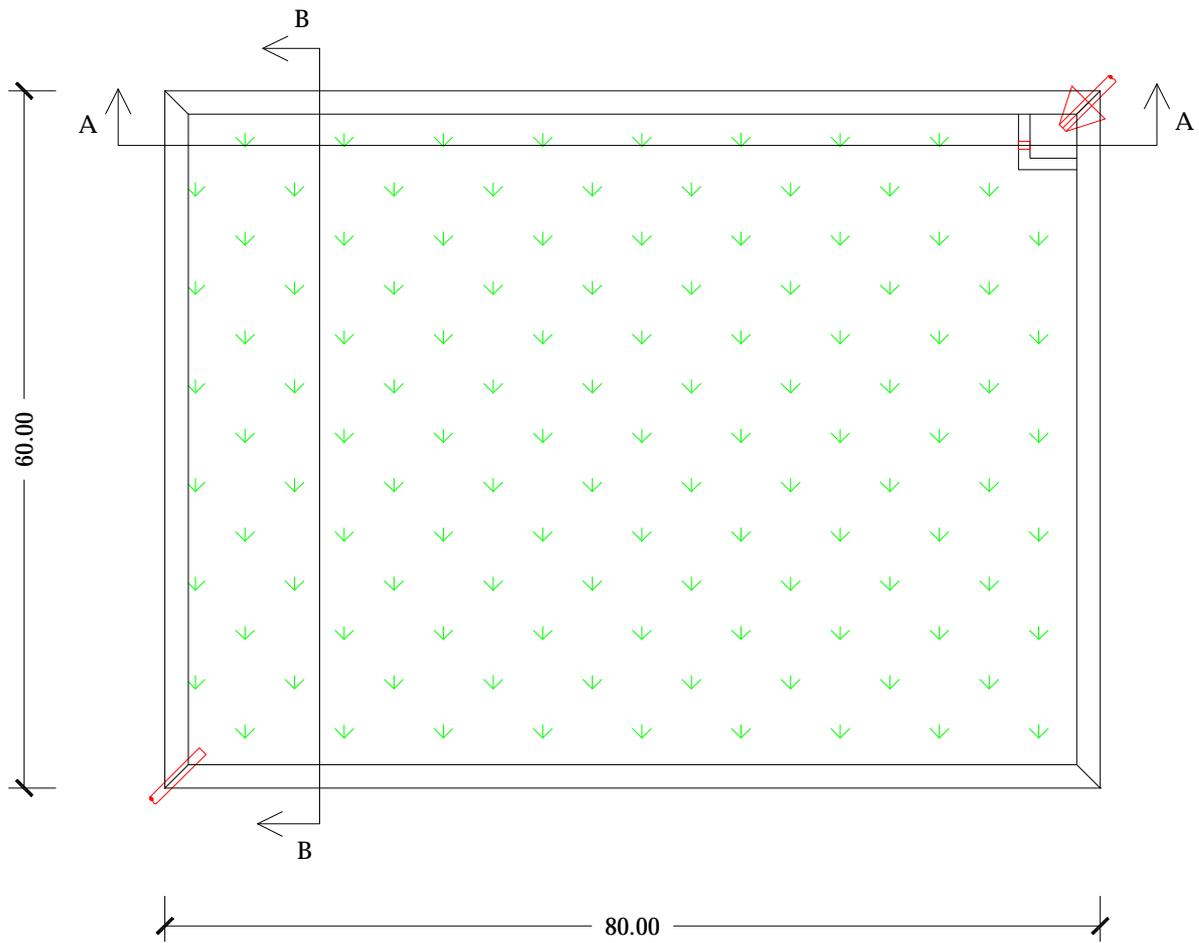
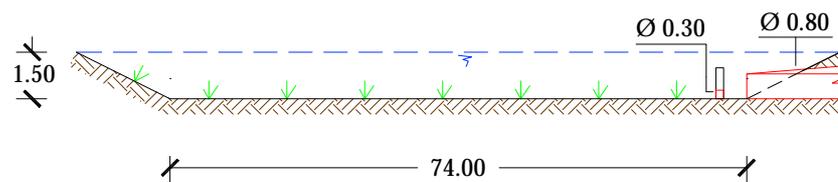


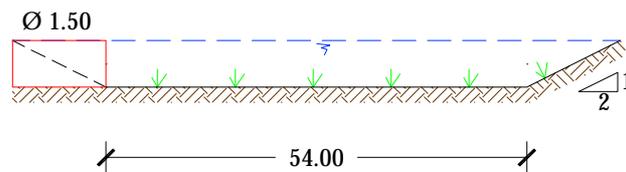
Figura B.6 - Reservatório "La Hire Guerra" - local nº 4



Unidades em metros (m)



CORTE AA



CORTE BB

Figura B.7 - Reservatório "Parque Alemanha" - local nº 5

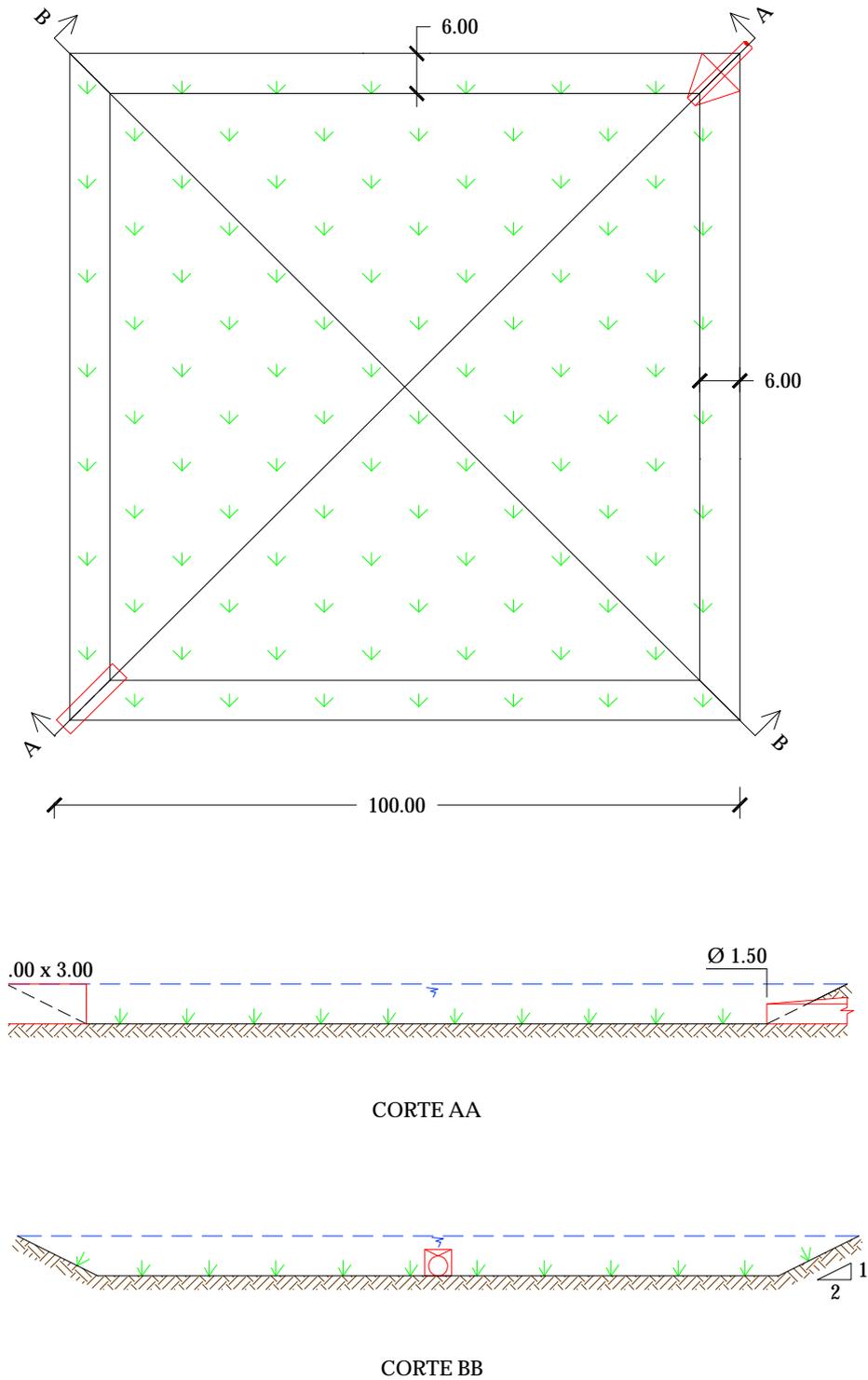


Figura B.8 - Reservatório "Country Club" - local nº 15

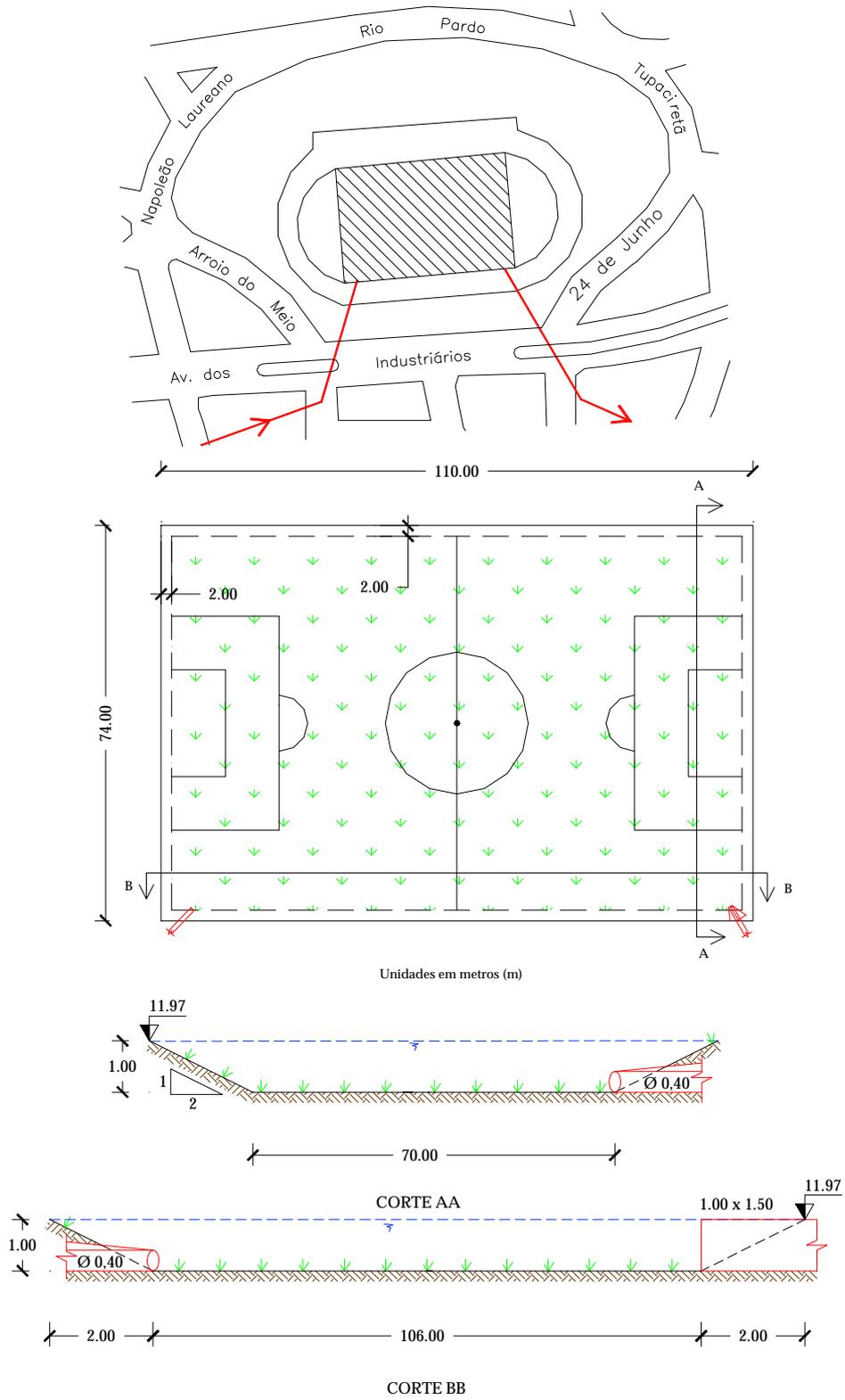


Figura B.9 - Reservatório "Alim. Pedro" - local no 7.

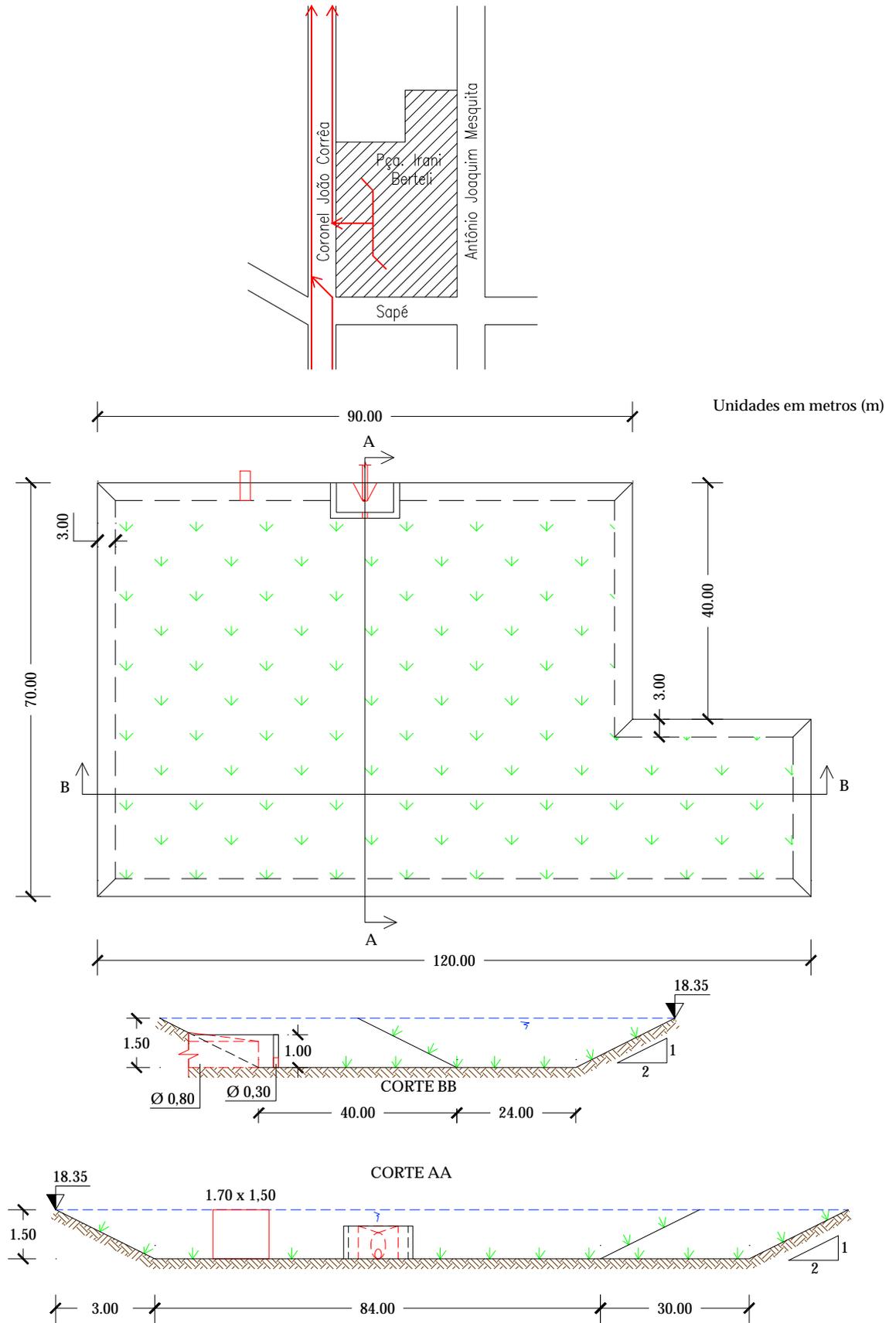


Figura B.10 - Reservatório "Irani Bertelli" - local nº 8

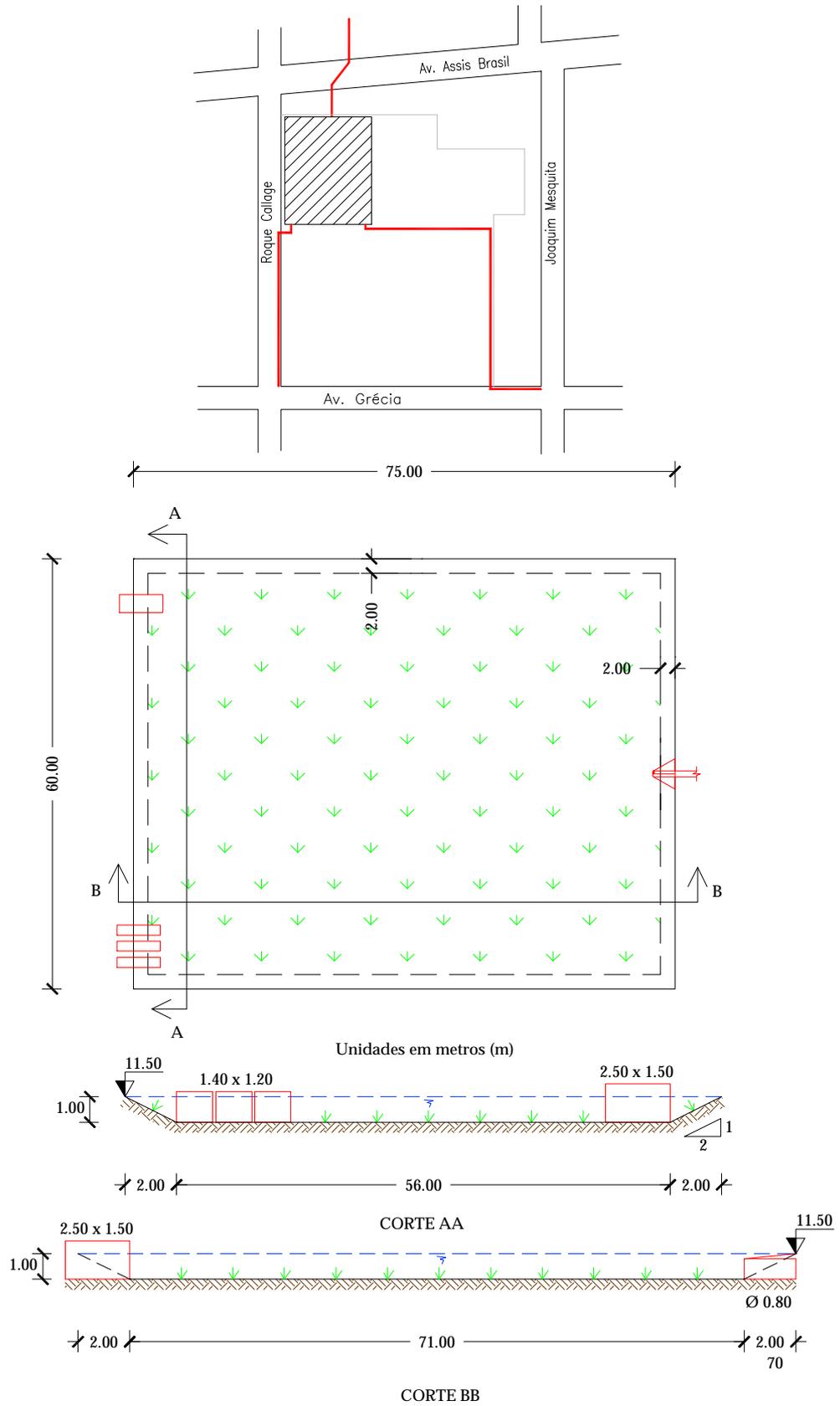


Figura B.11 - Reservatório "Loteamento Grécia" - local nº 9

**Anexo C – Característica dos condutos
existentes na bacia.**

Tabela C1 – Características dos condutos existentes na bacia.

| Trecho | Número de condutos | Largura (m) | Diâmetro ou altura (m) | Declividade (m/m) | Longitude (m) |
|----------------|--------------------|-------------|------------------------|-------------------|---------------|
| Bacia A | | | | | |
| 1-1 | 1 | | 0,80 | 0,038 | 242,00 |
| 1-2 | 1 | | 0,80 | 0,038 | 242,00 |
| 2-1 | 1 | | 0,80 | 0,019 | 288,00 |
| 2-2 | 1 | | 0,80 | 0,019 | 288,00 |
| 2-3 | 1 | | 0,80 | 0,019 | 288,00 |
| 3-1 | 3 | | 0,80 | 0,016 | 428,00 |
| 3-2 | 2 | | 1,00 | 0,015 | 342,00 |
| 4-1 | 1 | | 1,00 | 0,045 | 117,00 |
| 4-2 | 1 | | 1,00 | 0,045 | 117,00 |
| 4-3 | 1 | | 1,00 | 0,045 | 60,00 |
| 5 | 1 | 3,00 | 3,00 | 0,011 | 47,33 |
| Bacia B | | | | | |
| 6 | 1 | | 1,00 | 0,018 | 870,00 |
| 7 | 1 | | 1,50 | 0,014 | 584,00 |
| Bacia C | | | | | |
| 10-1 | 1 | | 1,50 | 0,062 | 314,00 |
| 10-2 | 1 | 1,50 | 2,00 | 0,007 | 200,00 |
| 10-3 | 1 | 1,50 | 1,50 | 0,031 | 270,00 |
| 11 | 1 | | 0,40 | 0,029 | 190,00 |
| 12 | 1 | | 1,50 | 0,020 | 150,00 |
| 13 | 1 | | 1,00 | 0,020 | 160,00 |
| 14-1 | 1 | 1,10 | 2,00 | 0,023 | 130,00 |
| 14-2 | 1 | 2,00 | 2,00 | 0,013 | 100,00 |
| 14-3 | 1 | 1,80 | 2,00 | 0,008 | 270,00 |
| 14-4 | 1 | 2,50 | 2,00 | 0,009 | 130,00 |
| 15-1 | 1 | | 0,80 | 0,008 | 200,00 |
| 15-2 | 1 | | 0,90 | 0,045 | 165,00 |
| 16 | 1 | 2,50 | 2,00 | 0,018 | 120,00 |

Tabela C2(continuação) – Características dos condutos existentes na bacia.

| Bacia D | | | | | |
|---------|---|------|---------|-------|--------|
| 25-1 | 1 | | 0,80 | 0,017 | 190,00 |
| 25-2 | 1 | | 1,00 | 0,013 | 440,00 |
| 26-1 | 1 | | 1,00 | 0,023 | 360,00 |
| 26-2 | 1 | | 1,00 | 0,023 | 400,00 |
| 27 | 2 | | 1,00 | 0,001 | 200,00 |
| 28 | 1 | 1,00 | 1,20 | 0,012 | 160,00 |
| 29-1 | 1 | | 1,50 | 0,015 | 280,00 |
| 29-2 | 1 | | 1,50 | 0,011 | 270,00 |
| 29-3 | 1 | 2,20 | 1,55 | 0,011 | 100,00 |
| 29-4 | 1 | 2,40 | 1,40 | 0,005 | 120,00 |
| 30-1 | 1 | | 1,00 | 0,024 | 378,00 |
| 30-2 | 1 | | 1,00 | 0,006 | 720,00 |
| 31-1 | 2 | | 1,20 | 0,012 | 40,00 |
| 31-2 | 2 | | 1,20 | 0,006 | 130,00 |
| 31-3 | 2 | | 1,20 | 0,002 | 260,00 |
| 32-1 | 1 | 3,00 | 1,70 | 0,005 | 70,00 |
| 32-2 | 1 | 3,00 | 1,70 | 0,002 | 304,00 |
| 32-3 | 1 | 3,00 | 1,70 | 0,010 | 123,00 |
| 32-4 | 1 | 3,00 | 1,70 | 0,002 | 726,00 |
| Bacia F | | | | | |
| 19-3 | 1 | | 1,00 | 0,008 | 158,00 |
| 19-4 | 1 | | 0,90 | 0,011 | 172,00 |
| 19-5 | 1 | | 0,90 | 0,009 | 104,00 |
| 19-6 | 1 | 1,40 | 1,30 | 0,020 | 140,00 |
| Bacia G | | | | | |
| 21 | 2 | | 0,6/0,8 | 0,051 | 270,00 |
| 22 | 1 | 1,00 | 1,20 | 0,025 | 600,00 |
| 23-1 | 1 | | 1,50 | 0,004 | 190,00 |
| 23-2 | 1 | 1,60 | 1,20 | 0,007 | 424,00 |
| 23-3 | 1 | 2,00 | 1,50 | 0,001 | 390,00 |

Anexo D

**Formulas empíricas e hidráulicas para
determinação do tempo de concentração**

Tabela D.1 - Formulas empíricas e hidráulicas para determinação do tempo de concentração T_c [min] (adaptado de Bertoni, 2001).

| Observações | Referências |
|--|-----------------------|
| Equação deduzida para áreas urbanas | u |
| Equação deduzida para áreas rurais | r |
| Parâmetros | Unidades |
| Área total, A | [ha] |
| Longitude do canal principal, Lc | [m] |
| Longitude total do sistema de drenagem com diâmetro superior a 0,90m, Lt | [m] |
| Longitude da rede de drenagem urbana | [m] |
| Longitude do fluxo superficial (overland flow), Lo | [m] |
| Declividade média, Sa | [m/m] |
| Máxima diferença de cota, H | [m] |
| Declividade média do canal principal, Sc | [m/m] |
| Área impermeável, ImpT | [% A] |
| Intensidade da chuva, i | [mm/h] |
| Chuva de 24hs com 2 anos de tempo de retorno, P ₂ | [mm] |
| Raio hidráulico, R | [m] |
| Coeficiente do método racional, C | [adim] |
| Coeficiente de Manning, n | [m ^{5/3} /s] |
| Coeficiente de rugosidade, k | [m ^{5/3} /s] |
| Curve number, CN | [] |
| Fator de canalização, q | [] |

Table A.1 (cont.) Empirical and hydraulic based formulas tested for T_c in [min].

| Nº | Origem | Equação | Autor e comentários |
|-----------------------|------------------------------------|--|---|
| 1 r | Bransby Williams (1922) | $T_c = \frac{0,023 \cdot Lc}{A^{0,1} \cdot Sc^{0,2}}$ | Bransby Williams: sugerida por The Institution of Engineers, Austrália, em substituição da fórmula de Kirpich formula, porque a ultima tende a subestimar T_c (Yen, 1992). |
| 2 r | Pilgrim and Cordery (1993) | $T_c = \frac{0,0195 \cdot Lc^{0,77}}{Sa^{0,385}}$ | Kirpich: desenvolvida em pequenas bacias rurais de EUA ($A < 80$ ha), com $3 < Sa < 10$ %. Fatores de redução: para canais naturais $f = 0.2.$; para superfícies impermeáveis $f = 0.4$ of T_c (Yen, 1992). |
| 3 r | Chow et al. (1988) | $T_c = 388,64 \cdot \left(\frac{Lc^3}{H}\right)^{0,385}$ | California Culverts Practice: similar à formula de Kirpich. Válida para regiões montanhosas. |
| 4 r | Hugging et al. (1982) | $T_c = 0,02 \cdot Lc^{0,77} \cdot Sc^{0,385} + \left(\frac{2 \cdot n \cdot Lo}{Sa^{0,5}}\right)^{0,467}$ | Ramser-Kerby: o primeiro termo foi definido em 1927 por Ramser para escoamento em canais definidos segundo temo foi proposto em 1959 por Kerby para o fluxo superficial. |
| 5 r | Rulhe (1966) | $T_c = \frac{0,060 \cdot k \cdot Lc}{H^{0,3}}$ | Rational Generalised Method: desenvolvido em EUA e freqüentemente usado para estudos em estradas em Argentina. O parâmetro k é sugerido igual a 1. Válida para áreas montanhosas. |
| 6 r | Chow et al. (1988) | $T_c = \frac{0,391 \cdot (1,1 - C) \cdot Lc^{0,5}}{Sa^{0,333}}$ | U. S. Federal Aviation Administration: desenvolvido em EUA a partir de pequenas bacias em aeroportos, onde o fluxo superficial predomina. Aplicada freqüentemente em áreas urbanas. |
| 7 u | McCuen et al. (1984) | $T_c = 0,0136 Lc^{0,8} \cdot \frac{\left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7}}{Sa^{0,5}}$ | Equação de retardo do SCS : originalmente desenvolvido para áreas rurais. Baseado na relação $T_c = 1.67$ Tlag. SCS recomenda seu uso em áreas menores a 800 ha. Dois gráficos permitem a redução do valor para áreas urbanas. |
| 8 r | Pilgrim and Cordery (1993) | $T_c = 0,132 \cdot A^{0,38}$ | Pilgrim: Desenvolvida para bacias rurais australianas. |
| 9 r | Tucci (1998) | $T_c = \frac{1}{60} \cdot \sum \frac{Lc}{V}; V = a \cdot Sa^{0,5}$ | Velocidade média: a V foi estimada em função de Sa , com α valores obtidos da literatura. |
| 10 r | McCuen et al. (1984); Ponce (1989) | $T_c = \frac{0,024 \cdot (Lc \cdot n)^{0,467}}{Sa^{0,234}}$ | Hathaway: calibrada para bacias muito pequenas com dominância de escoamento superficial (bacias menores a 4 há) ;Declividades menores a 1% e parâmetro de Manning n menores 0.8. |
| 11 u | McCuen et al. (1984) | $T_c = \frac{0,00155 \cdot Lc^{0,6}}{Sc^{0,3}}$ | Carter : calibrada com dados de Washington-EUA. Considera canais naturais e áreas parcialmente canalizadas. Calibrada para bacias menores a 1800 ha; longitudes de canal menores a 11 km e Sc menor que 0,5 %. |
| 12 u | McCuen et al. (1984) | $T_c = \frac{0,0002752 \cdot Lc \cdot n}{R^{0,667} \cdot Sc^{0,5}}$ | Eagleson : equação calibrada para bacias menores a 2000 ha. As variáveis se referem ao sistema de drenagem; R se refere ao canal principal quando escoado cheio. |
| 13 u | McCuen et al. (1984) | $T_c = \frac{0,733 \cdot q \cdot Lc^{0,29}}{Sc^{0,145} \cdot ImpT^{0,6}}$ | Espey Winslow: Calibrada com dados medidos em Houston, EUA, em 11 bacias urbanas e 6 predominantemente rurais. O parâmetro de canalização q é a soma das partes que consideram canais com vegetação melhoras nos canais. |

| | | | |
|-----------------------|-------------------------------|---|--|
| 14 u | McCuen et al. (1984) | $Tc = \frac{0,001344 \cdot (Lt \cdot Lc)^{0,13}}{Sc^{0,65}}$ | Van Sickle : Calibrada com dados medidos em Houston, EUA com áreas de drenagem menores a 93 km ² . As equações estão baseadas em duas medidas de comprimento; a primeira é a longitude de toda a tubulação com diâmetro maior a 0,90 m a segunda é a longitude total da bacia. |
| 15 r | Tucci (1998) | $Tc = 3,312 \cdot \frac{A^{0,41}}{Sc^{0,17}}$ | Dooge : Calibrada com dados de 10 bacias rurais com áreas entre 140 e 930 km ² . |
| 16 u | Stephenson and Meadows (1986) | $Tc = \frac{7 \cdot (n \cdot Lc)^{0,6}}{Sa^{0,6} \cdot i^{0,4}}$ | Onda cinemática ou Ragan and Duru : produz boas estimativas em pequenas áreas urbanas. Baseada nas suposições de intensidade constante de chuva e fluxo superficial turbulento. |
| 17 u | Chow et al. (1988) | $Tc = \frac{525,23 \cdot (0,007 \cdot i + n) \cdot Lc}{Sc^{0,333} \cdot i^{0,667}}$ | Izzard : (iterativa) desenvolvidas para pequenas áreas gramadas (overland flow). Requer que $Lc \cdot i < 500$. |
| 18 u | SCS (1986) | $Tc_1 = \frac{0,09126 \cdot n \cdot Lo^{0,8}}{So^{0,4} \cdot P_2^{0,5}}$ $Tc_3 = \text{Manning eq.}$ | USDA SCS TR-55 : considera fluxo laminar, escoamento com baixos tirantes, e canais abertos . (Tc_1 , Tc_2 e Tc_3 respectivamente). (para áreas impermeáveis) $Tc_2 = 16,1345 S^{0,5}$; $Tc_2 = 20,3282 S^{0,5}$ (áreas permeáveis) |

Anexo E

Sensibilidade sob distintos

padrões de custo.

A análise de sensibilidade sob distintos padrões de custos, visa a obter informação sobre o comportamento do custo da rede a mudanças do CN, quando a forma de estimar os custos da tubulação muda.

Foram avaliados os casos:

- a) Em que existe uma padronização nos tamanhos das galerias (galerias adotadas de 25 em 25 cm);
- b) Os custos são estimados mediante uma função contínua a partir da condutividade hidráulica;
- c) Uma tabela de custos distintas a praticada pelo DEP (custos de Caxias do Sul);
- d) Caso em que as tubulações precisam ser enterradas mais profundo.

Foi analisado o cenário de impermeabilização média, mas em função dos resultados do item anterior (não mostraram grandes diferenças na sensibilidade para os distintos cenários), a análise é válida para os demais cenários.

Padronização nos tamanhos das galerias

O primeiro padrão de custos analisado, considerou que as dimensões das galerias mudavam de 25 em 25cm e não uma variação quase contínua de 5 em 5 cm. Assim foi possível observar na Figura E.1 que os custos foram superiores em 7%, em média (R\$ 3.000.000 em toda a rede), aos custos estimados com uma variação de 5 em 5 cm nas dimensões. A diferença se explica facilmente pelo maior sobredimensionamento existente nas galerias estimadas de 25 em 25 cm, em relação às de variação de 5 em 5 cm.

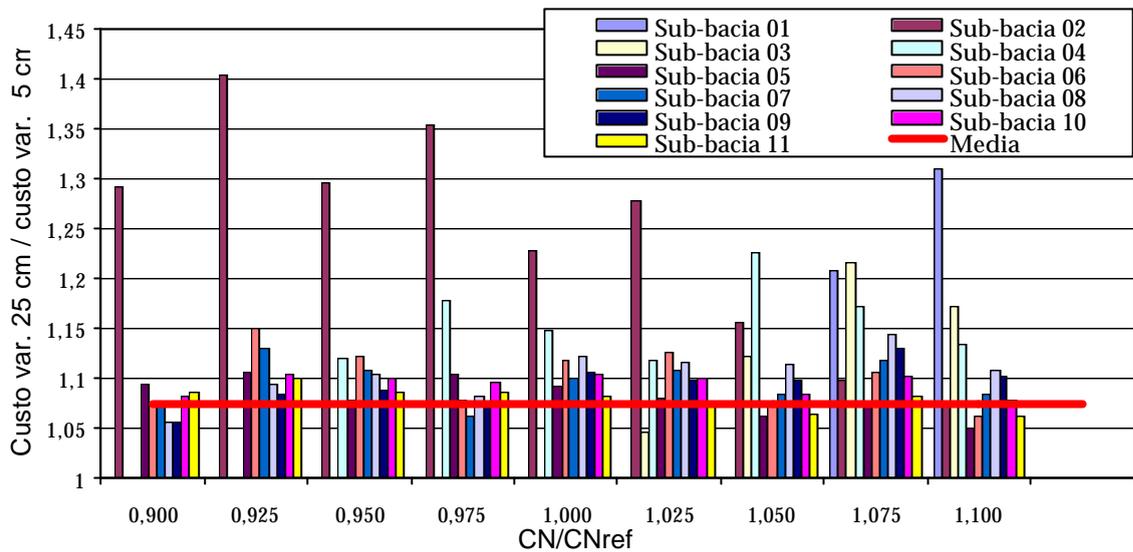


Figura E.1 – Comparação entre os custos estimados com variação de 25cm e variação de 5 cm nas dimensões das galerias para uma variação relativa de $\pm 10\%$ no CN.

É de notar também que existe uma menor variação do custo nas redes de dimensões maiores, devido a que nas tubulações maiores, o possível sobredimensionamento como consequência do escalonamento resulta pequeno frente às dimensões da tubulação.

No caso em que o projetista decida padronizar as medidas das galerias de 50 em 50cm, existiria um acréscimo de 17%(R\$ 7.000.000 na totalidade da rede) se comparado com custos estimados com uma variação de 5 em 5 cm nas dimensões.

A rede das sub-bacias 1 e 3, dado que estão compostas por tubulações circulares (não afetadas pela metodologia de análise), não mostraram variações no custo até que a vazão foi incrementada até o ponto em que parte da rede foi substituída por galerias retangulares.

Na Figura E.2 é mostrada o resultado da análise de sensibilidade à mudança do parâmetro CN em $\pm 10\%$, quando as galerias têm suas dimensões variando de 25 em 25 cm. Na Figura E.2 pode ser verificado que não existe diferença significativa de sensibilidade da metodologia de simulação à variação de CN quando comparado com experimentada pelo custo no caso em que as galerias variam suas dimensões de 5 em 5 cm. Em particular, pode observar-se, maiores diferenças nas sub-bacias menores, onde a utilização de um escalonamento nas dimensões da tubulação faz que a capacidade ociosa tenha um impacto significativo no custo. No entanto, vale lembrar, que neste caso os custos de referência são 20% maiores.

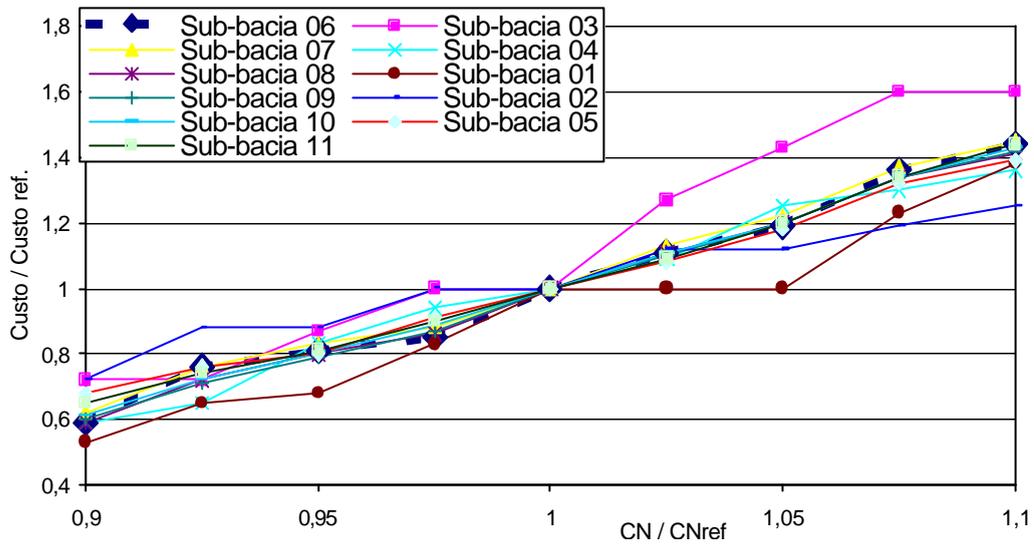


Figura E.2 - Variação relativa do custo das tubulações devido à variação do parâmetro CN em $\pm 10\%$ quando as dimensões das galerias varia de 25 em 25 cm.

Equação continua simplificada

Na Figura E.3 se observa o caso em que os custos são estimados usando uma equação continua simplificada, que fornece os custos a partir da condutividade hidráulica necessária fornecida pelo modelo. Os resultados mostram uma subestimativa dos custos de 11 % em média. A subestimativa é resultado do fato que a equação contínua não representa o sobredimensionamento involuntário em função da tubulação comercial adotada.

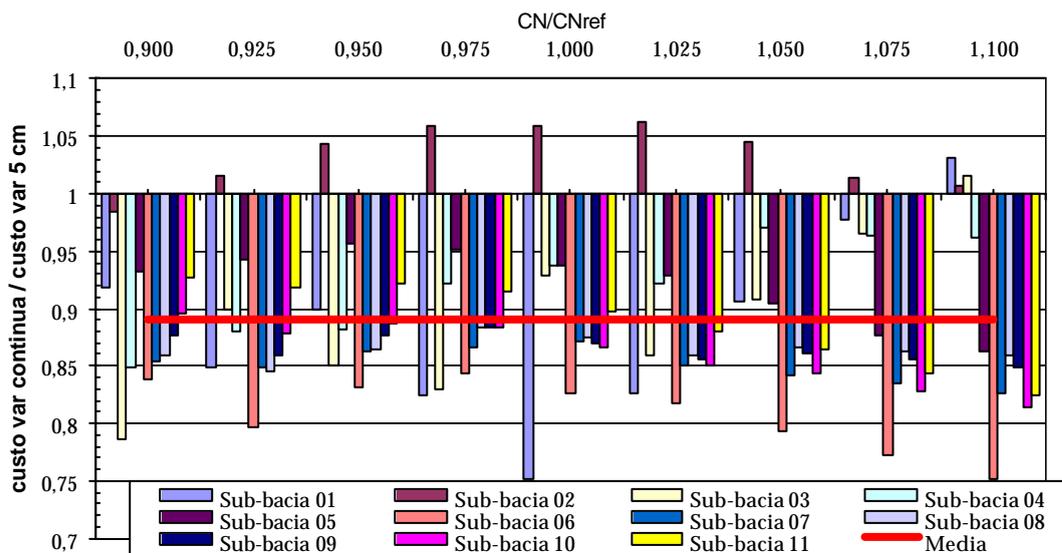


Figura E.3 – Comparação entre os custos estimados para uma variação contínua e variação de 5 cm nas dimensões das galerias para uma variação relativa do 10% no CN.

Em alguns casos existiu superestimativa do custo, mostrando afastamento dos valores ajustados dos reais, sendo um efeito do tipo de curva escolhido para o esse intervalo de tubulação. Deve-se lembrar que os resultados apresentados são dependentes do tipo de equação escolhido e do grau de ajuste alcançado com a equação.

O baixo coeficiente de variação (em torno de 7,5%) indica que é possível o uso da curva contínua como “filtro” para a obtenção da variabilidade esperada do custo nos casos em que existem grandes efeitos da capacidade ociosa.

Como a variação é expressa em custos relativos, a subestimativa de 11% nos custos afeta tanto ao numerador como ao denominador, desta forma a sensibilidade da metodologia de simulação à variação do CN não tem diferenças significativas com a estimada com os custos reais.

Tabela de custos distinta

Neste caso são considerados custos de construção da rede distintos aos praticados pelo Departamento de Esgotos Pluviais – Porto Alegre, em particular, foram utilizados os custos utilizados pela SAMAE em Caxias do Sul-RS.

A Figura E.4 mostra a variação dos custos se tivessem sido estimados com o padrão de custos praticados em Caxias do Sul, onde as galerias têm custo 30% inferior ao praticado em Porto Alegre. Com estes valores, a partir do diâmetro de 1,20m já é vantajoso o uso de galerias retangulares (em Porto Alegre o valor a partir do diâmetro de 1,50m), existindo, portanto, uma configuração distinta da rede.

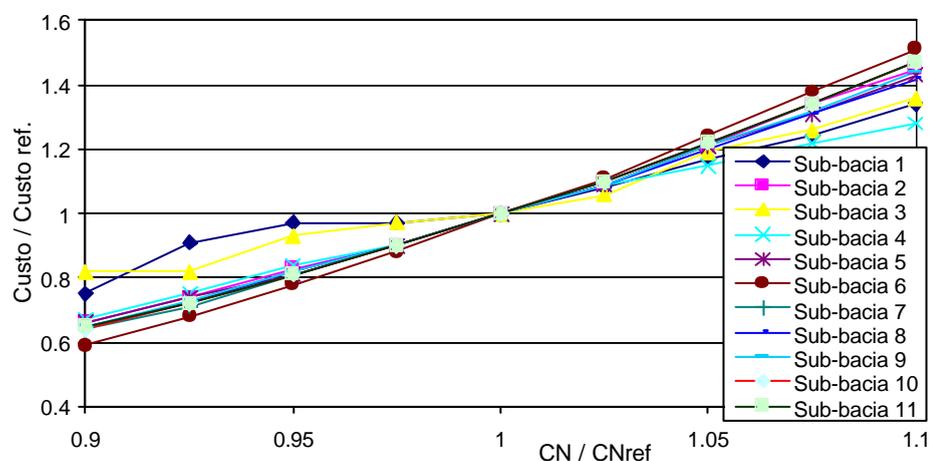


Figura E.4 - Variação relativa do custo da rede (R\$) até os trechos indicados para uma variação relativa do 10% no CN.

O custo da rede teve um aumento de 33% em média respeito dos valores de referência, para um incremento de 10% no CN, e diminuiu em 25% para um decréscimo da mesma magnitude. Os resultados mostram que para esta nova configuração dos custos, a variação o impacto no custo da variação do CN foi praticamente a mesma que para a tabela de custos usada no DEP.

Em particular, nas sub-bacias 1 e 3, onde a rede encontra-se composta na maioria por tubulações circulares de diâmetro aproximado de 0,80m, a variação dos custos teve pouca influência para a diminuição do parâmetro.

Para o caso de superestimativa do CN, o comportamento foi mais regular se comparado com o padrão original de custos (DEP), devido à adoção de galerias retangulares para vazões menores, o que diminui o efeito da capacidade ociosa.

Mudança da Profundidade de escavação

Um outro padrão de custos é obtido quando a profundidade de escavação muda. Na

Figura E.5 é apresentado o caso em que as galerias foram enterradas numa profundidade de 2,5m (ou seja 1m a mais de aterramento que na situação de referência). Na

Figura E.5 se observa que a variação relativa do custo da rede foi menor (25% e 15% de variação de custo para um incremento e decréscimo de 10% no valor de CN respectivamente). Em valores absolutos, o custo permaneceu praticamente constante devido ao incremento nos valores como consequência do incremento substancial do custo de escavação.

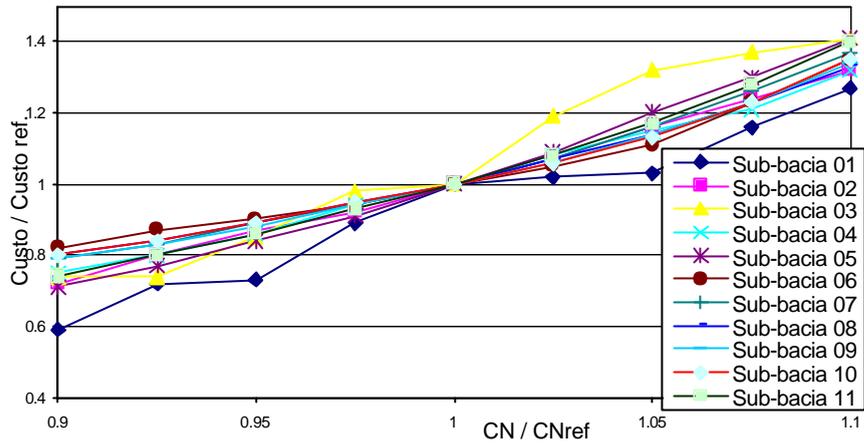


Figura E.5 - Variação dos custos da rede para uma variação de 10% no valor de CN, considerando 1m a mais de aterramento das galerias que a média da bacia.