PREFEITURA MUNICIPAL DE MATÃO

PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA DO MUNICÍPIO DE MATÃO

RELATÓRIO FINAL CONSOLIDADO

AGOSTO DE 2013

ÍNDICE 2

APRESENTAÇÃO 10

EQUIPE TÉCNICA 13

1. CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE MATÃO 14

1.1. Aspectos Físicos da Área Urbana 14
1.1.1. Características Gerais do Município 14
1.1.2. Aspectos Geológicos 16
1.1.3. Aspectos da Geomorfologia 17
1.1.4. Aspectos da Pedologia 17
1.1.5. Erosividade 18
1.1.6. Climatologia 19
1.1.7. Hidrografia 20

1.2. Infraestrutura Urbana 23

1.3. Acervo e Base de Dados do Município 24
1.3.1. Levantamento da Legislação Municipal 24
1.3.2. Âmbito Federal 24
1.3.3. Âmbito Estadual 25
1.3.4. Municipal 27
1.3.5. Indicadores Ambientais 29
1.3.6. Descrição do Sistema de Drenagem Atual 30
1.3.7. Estudos Anteriores 32
1.3.8. Dados Hidrometeorológicos 32

2. JUSTIFICATIVA 34

3. OBJETIVO GERAL 35

4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 36

5. ATIVIDADES 38

5.1. Enchentes Recentes no rio São Lourenço 38

5.2. Cadastro dos Pontos Críticos da Drenagem Urbana 40
5.2.1. Praça Sizenando Silveira Leite (Vivelândia/Jardim do Bosque) 41
5.2.2. Bacia de Detenção do Bairro Nova Matão 42
5.2.3. Entorno do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes 44
5.2.4. Lago do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes 46
5.2.5. Avenida Padre Nelson Antônio Romão 47
5.2.6. Emboque da galeria da Avenida Padre Nelson Antônio Romão no Rio São Lourenço 48
5.2.7. Avenida Prefeito Larte José Tarallo Mendes 50
5.2.8. Novo Canal da Marginal São Lourenço 51
5.2.9. Erosão de grande porte junto à Via Eng. Milcíades Bottura 52

5.3. Levantamento dos Pontos Críticos de Erosão, Assoreamento e Disposição de Resíduos Sólidos 54
5.3.1. Bairro Senhor Bom Jesus, nº. 01 ... 54
5.3.2. Bairro Senhor Bom Jesus, nº. 02 ... 55
5.3.3. Bairro Jardim Santa Rosa, nº. 01 ... 56
5.3.4. Bairro Jardim Santa Rosa, nº. 02 ... 57
5.3.5. Bairro Jardim Santa Rosa, nº. 03 ... 59
5.3.6. Bairro Jardim Pereira, nº. 01 ... 60
5.3.7. Bairro Jardim Pereira, nº. 02 ... 62
5.3.8. Bairro Jardim Pereira/ M. Cândida nº. 03 ... 63
5.3.9. Bairro Jardim Popular ... 64
5.3.10. Bairro Jardim São José/ Santa Marta, nº. 01 ... 65
5.3.11. Bairro Jardim São José, nº. 02 ... 66
5.3.12. Bairro Jardim São José, nº. 03 ... 67
5.3.13. Bairro Jardim Buscardi, nº. 01 ... 68
5.3.14. Bairro Jardim Buscardi, nº. 02 ... 70
5.3.15. Bairro Jardim Buscardi, nº. 03 ... 71
5.3.16. Bairro Jardim Buscardi, nº. 04 ... 73
5.3.17. Bairro Jardim Buscardi, nº. 05 ... 74
5.3.18. Bairro Jardim Buscardi, nº. 06 ... 76
5.3.19. Bairro Nova Matão ... 77
5.3.20. Área Industrial, próx. a Mauser ... 78
5.3.21. Bairro Alto ... 79
5.3.22. Bairro Jardim Alvorada, nº. 01 ... 80
5.3.23. Bairro Jardim Alvorada, nº. 02 ... 81
5.3.24. Bairro Jardim Primavera ... 82
5.3.25. Bairro Nova Cidade ... 84
5.3.26. Bairro Azul Ville ... 85
5.3.27. Bairro Jardim Paraíso ... 87
5.3.28. Bairro Parque Imperador, nº. 01 ... 88
5.3.29. Bairro Parque Imperador, nº. 02 ... 89

5.4. Digitalização ... 90

5.5. Aspectos Sociais e Populacionais ... 90

5.6. Projeção Populacional ... 92
5.6.1. Taxa Geométrica de Crescimento Anual - TGCA ... 92
5.6.2. Projeção pelo Ajuste de Curvas ... 93
5.6.2.1. Método das componentes demográficas ... 94
5.6.2.2. Tendência de crescimento demográfico ... 95
5.6.2.3. Método do crescimento aritmético - função linear ... 97
5.6.2.4. Método do crescimento geométrico - função exponencial ... 99
5.6.2.5. Métodos que supõem a evolução da população segundo uma lei de crescimento retardado – curva logística e método da taxa de crescimento decrescente ... 100
5.6.3. Comparação gráfica entre cidades similares e previsão com base nos empregos ... 103
5.6.4. Aplicação dos métodos ... 104
5.6.5. Resultados do Ajuste de Curvas ... 106
5.6.6. Resultados da Aplicação do Método das Componentes ... 109
5.6.7. Conclusão ... 111

6. ESTUDOS HIDROMETEOROLÓGICOS ... 113

6.1. Hidrografia Regional ... 113

6.2. Fluviometria ... 115

6.1. Pluviografia ... 118

6.2. Chuvas Intensas 118
6.2.1. Equações de Intensidade – Duração – Frequência de Chuva 119
6.2.2. Escolha da Equação IDF 120

6.3. Hietograma de Projeto 121
6.3.1. Método de Huff 122
6.3.2. Metodologia para Obtenção da Distribuição conforme o Método de Huff 123
6.3.2.1. Estudo Tipo 1 125
6.3.2.2. Estudo Tipo 2 129

7. ESTUDOS HIDROLÓGICOS 133

7.1. Aspectos Gerais 133

7.2. Modelos Hidráulico-Hidrológicos 134

7.3. Modelos Hidrodinâmicos 135

7.4. Métodos para o Diagnóstico de Modelos Hidráulico-Hidrológicos 137

7.5. Métodos de Transformação Chuva-Deflúvio 139

7.6. Método do NRCS (antigo SCS) 140

7.7. Classificação dos Grupos Hidrológicos de Solo 148

7.8. Determinação do Número da Curva 154

7.9. Uso e Ocupação do Solo 158
7.9.1. Previsão de Ocupação 159

7.10. Tempo de Concentração de uma Bacia Hidrográfica 159

7.11. Propagação de Cheias em Canais 161
7.11.1. Método do Amortecimento da Onda de Cheia Simplificado 161
7.11.2. Método de Muskingun 163
7.11.3. Método de Muskingun-Cunge 166

7.12. Reservatórios para atenuação de cheias 167
7.12.1. Amortecimento dos picos de cheias 169
7.12.2. Verificação da segurança de barramentos 170
7.12.3. Algoritmo para obtenção de vazão regularizada 175

7.13. Cálculo de Vazão Máxima de Projeto ou Catastrófica 176
7.13.1. Extrapolação de Vazão 178

7.14. Modelagem Computacional 179
7.14.1. Evolução do modelo proposto 179
7.14.1.1. "MODELO EESC" 179
7.14.1.2. Software "Sistema de Macrodrenagem de São Carlos v.2.0" 179
7.14.1.3. Software "DrenSHS v.1.0 e v.2.0" 180
7.14.1.4. Software "DrenSHS 2007" 182
7.14.1.5. Modelo/software "DrenÁgua 2009" 184

7.15. Modelagem do sistema de Macrodrenagem 194
7.15.1. Introdução 194
7.15.2. Traçado das Sub-bacias 196
7.15.3. Trechos de Canal 197
7.15.4. Caracterização das Travessias 197

7.15.5. Caracterização dos Barramentos ... 198
7.15.6. Rede de Drenagem ... 199
7.15.7. Precipitação ... 199
7.15.8. Vazão Base ... 199

7.16. Cenários de estudo ... 200

7.17. Verificação de Resultados ... 200
7.17.1. Segurança das Barragens ... 200
7.17.2. Verificação das travessias nos fundos de vale ... 201

7.18. Critérios de análises e diagnósticos ... 202

7.19. Pré - dimensionamento das Estruturas de Macrodrenagem ... 202
7.19.1.1. Vazão de Projeto ... 202
7.19.1.2. Declividade do talvegue ... 203
7.19.1.3. Tempo de concentração ... 203
7.19.1.4. Tempo de retorno do projeto ... 203
7.19.1.5. Intensidade de chuva de projeto ... 204
7.19.1.6. Cenário em estudo ... 205
7.19.1.7. Cálculo dos Volumes e Vazões de Pico afluente e efluente ... 205
7.19.1.8. Estimativa do volume disponível de reservação: Curva Cota x Área x Volume ... 206
7.19.1.9. Cálculo das dimensões do Vertedor ... 206
7.19.1.10. Cálculo da Escada de Dissipação ... 208

8. MODELAGEM DA REDE DE DRENAGEM ... 211

9. RESULTADOS DA SIMULAÇÃO ... 227

9.1. Resultados por Sub-Bacia ... 227

9.2. Resultados por Seção ... 238

10. PROPOSIÇÃO DE ALTERNATIVAS ... 251

10.1. B001 – Barramento da Rodovia Brigadeiro Faria Lima, existente ... 252

10.2. B002 – Barramento da Rod. José Vieira Priosti Jr., novo ... 254

10.3. B003 – Barramento da Fazenda Cristo-Rei (Pulmão Verde), novo ... 256

10.4. B004 – Barramento da Avenida Trolesi, novo ... 258

10.5. B005 – Barramento do Bairro Nova Cidade, novo, escavado ... 259

10.6. B006 – Barramento do Córrego das Palmas I, existente ... 261

10.7. B007 – Barramento do Córrego das Palmas II, existente , escavado ... 263

10.8. B008 – Barramento do IV Centenário (Via Narciso Baldan), novo, escavado ... 265

10.9. B009 – Barramento da Praça Sizenando Silveira Leite, novo ... 267

10.10. B010 – Barramento da Avenida Olívio Benassi, existente ... 269

10.11. B011 – Barramento da Marchesan, novo, escavado ... 271

10.12. B012 – Barramento do Córrego São Pedro, novo 274
10.13. B013 – Barramento do Caju (EMEF Prefeito Celso de Barros Perche) 276
10.14. B014 – Barramento do Parque Aliança, novo 278
10.15. B015 – Barramento da Rua Alcides Torres, novo, escavado 280
10.16. B016 – Barramento do Clube AMEL, novo, escavado 282
10.17. B017 – Barramento do Conj. Residencial João Vital, novo 284
10.18. B018 – Barramento do Córrego Leão, novo 285
10.19. B019 – Barramento da Pedreira, novo 287
10.20. B020 – Barramento do Jardim Esperança, novo 289
10.21. B021 – Barramento do Sítio do Pica Pau amarelo, novo 291
10.22. B022 – Barramento São Lourenço Final, novo 293
10.23. B023 – Barramento do Parque Ecológico, existente, não simulado 294
10.24. B024 – Barramento do Jardim Paraíso, novo 297
10.25. B025 – Barramento da HDS MecPar, novo 299
10.26. B026 – Barramento do Córrego Cascavel, novo 300
10.27. B027 – Barramento da Mauser, novo 302
10.28. B028 – Barramento da Faculdade Anhanguera de Matão, novo 304
10.29. Trechos de Canal C001 a C011– Adequação 306
10.30. Trecho de Canal C012, novo 309
10.31. Trechos de Canal C013 e C014, novo 311
10.32. Trechos de Canal C015, C016 e C017, novo 312
10.33. Trechos de Canal C018 a C022, novos 314
10.34. Galeria de Drenagem G001 316
10.35. Galerias de Drenagem G002 e G003 317
10.36. Galeria de Drenagem G004 319
10.37. Galeria de Drenagem G005 321

11. ORÇAMENTOS ESTIMATIVOS 323

12. HIERARQUIZAÇÃO DAS INTERVENÇÕES EM BARRAMENTOS .. 327

12.1. Primeiro critério para a hierarquização de barramentos 327

12.2. Segundo critério para a hierarquização de barramentos 328
12.2.1. Roteiro para a hierarquização de barramentos 330

13. CRITÉRIOS PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONTROLE DE VAZÕES E RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO 333

13.1. Índice de Vazão Máxima Específica 334

13.2. Índice de Reservação Mínima Específica 335

13.3. Resultados 337

14. PRINCÍPIOS DO CONTROLE DA DRENAGEM URBANA 342

14.1. Impactos na Drenagem Urbana devido à Atual Política de Desenvolvimento 344
14.1.1. Impactos nas Áreas Ribeirinhas 344
14.1.2. Impactos devido a Urbanização 346

14.2. Limitações das Atuais Medidas de controle 349
14.2.1. Drenagem urbana 349
14.2.2. Áreas ribeirinhas 349

14.3. Princípios do Controle da Drenagem Urbana 350

14.4. Critérios e Parâmetros para Dimensionamento da drenagem pluvial na Fonte 353

14.5. Tipos de Dispositivos de Redução do Escoamento Superficial 353

14.6. Infiltração e Percolação 354
14.6.1. Critérios para Escolha dos Sistemas de Infiltração ou Percolação 354
14.6.1.1. Infiltração: 357
14.6.1.2. Percolação 357
14.6.2. Parâmetros para o Dimensionamento das Estruturas de Infiltração ou Percolação 358
14.6.2.1. Estimativa dos parâmetros: 359
14.6.2.2. Blocos Vazados: 360
14.6.2.3. Concreto poroso: 360
14.6.2.4. Mantas de infiltração 362
14.6.3. Descrição e Critérios para Pavimentos Permeáveis e Sistemas de Infiltração em Planos 363
14.6.4. Descrição e critérios de projeto para sistemas que infiltram na base e nas laterais 365
14.6.4.1. Bacias de infiltração 365
14.6.4.2. Valos de infiltração 366
14.6.4.3. Poços de infiltração 369
14.6.4.4. Bacias de percolação ou trincheira de infiltração 370

14.7. Dispositivos de armazenamento 372
14.7.1. Critérios e Parâmetros para Determinação da Vazão Máxima de Saída do Lote 378
14.7.2. Critérios e Parâmetros para Determinação do Volume de Armazenamento 378
14.7.3. Critérios e Parâmetros para a determinação da Altura Disponível para Armazenamento 379
14.7.4. Critérios e Parâmetros pra a Determinação da Seção do Descarregador de Fundo 381
14.7.5. Critérios e Parâmetros para a Determinação do Vertedor de Excessos 382

15. CONTROLE DA POLUIÇÃO DIFUSA EM ÁREAS URBANAS ATRAVÉS DA IMPLANTAÇÃO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS 383

15.1. Medidas Compensatórias à Impermeabilização do Solo Urbano 383
15.1.1. Método de controle da poluição por cargas difusas 383
15.1.2. Medidas não estruturais 383

15.2. Medidas para Redução dos Volumes dos Deflúvios Superficiais 384

15.3. Medidas do Combate à Poluição das Águas Urbanas 386

16. METAS GERAIS E PLANOS DE AÇÃO 388

16.1. Metas Gerais 388

16.2. Planos de Ação 388
16.2.1. Lei da Política Municipal de Drenagem e do Plano Diretor de MacroDrenagem 389
16.2.2. Implantação dos Reservatórios de Detenção 389
16.2.2.1. Declaração de Utilidade Pública 389
16.2.2.2. Levantamento plani-altimétrico, imobiliário e cadastral 390
16.2.2.3. Lei das Desapropriações 390
16.2.2.4. Projeto Básico dos reservatórios de detenção 391
16.2.2.5. Licenciamento ambiental preliminar 391
16.2.2.6. Levantamento plani-altimétrico cadastral detalhado, Sondagem geotécnica, Projeto Executivo e Implantação dos reservatórios de detenção 391
16.2.2.7. Licenciamento ambiental conclusivo dos Barramentos 392
16.2.2.8. Levantamento plani-altimétrico cadastral detalhado, Sondagem geotécnica, Projeto Executivo e Implantação dos Canais 392
16.2.2.9. Licenciamento ambiental conclusivo dos Canais 392
16.2.2.1. Levantamento plani-altimétrico cadastral detalhado, Sondagem geotécnica, Projeto Executivo e Implantação das Galerias 392
16.2.2.2. Licenciamento ambiental conclusivo das Galerias 392
16.2.3. Limpeza e Manutenção de Canais, Galerias, Estruturas e Reservatórios 393
16.2.4. Medidas Não-Convencionais Não Estruturais 393
16.2.4.1. Regulamentação do uso e ocupação do solo 393
16.2.4.2. Proteção contra inundações 394
16.2.4.3. Seguro de Enchentes 394
16.2.4.4. Sistemas de alerta, ações de defesa civil e relocações 394
16.2.4.5. Programas de educação ambiental relacionadas à implantação de técnicas compensatórias. 395
16.2.4.6. Envio do Anteprojeto de Lei da Criação de um Fundo e um Comitê Gestor de Recursos Hídricos Municipais (ou de Drenagem) 395
16.2.4.7. Criação de um Fundo Municipal de Recursos Hídricos (ou de Drenagem) 395
16.2.4.8. Criação de um Conselho Gestor dos Recursos Hídricos Municipais (ou de Drenagem) 396
16.2.4.9. Envio de projeto de lei para o controle da drenagem na fonte (reservatórios de retenção ou detenção em lotes, loteamentos, indústrias e grandes áreas) 396
16.2.5. Medidas Não Convencionais Estruturais 396
16.2.5.1. Trincheiras de Infiltração 396
16.2.5.2. planos de infiltração 397
16.2.5.3. Valos de infiltração 397
16.2.5.4. bacias de percolação 397
16.2.5.5. pavimentos permeáveis 397
16.2.5.6. telhados verdes 397
16.2.6. Medidas de Controle da Poluição por Carga Difusa 397
16.2.6.1. controle do uso do solo urbano 398
16.2.6.2. Controle de coleta, transporte e disposição de resíduos sólidos 398
16.2.6.3. Regulamentação de áreas em construção quanto à produção de sedimentos e efluentes 398
16.2.6.4. Planejamento da Varrição e da Limpeza e Manutenção dos Sistemas de Drenagem .. 398
16.2.6.5. programas de educação ambiental relacionados à qualidade dos efluentes e recursos hídricos 398
16.2.6.6. Disponibilização de Áreas Verdes para a Redução dos Picos de vazão e Melhora da Qualidade de Água 399
16.2.6.7. Minimização da área diretamente conectada (promoção das áreas não conectadas à rede de microdrenagem (jardins, quintais, canteiros) 399

16.2.6.8. Implantação de faixas e valetas gramadas 399
16.2.6.9. Implantação de Alagadiços (com controle de pragas e vetores) 399
16.2.6.10. Manutenção e Substituição de Pavimento Poroso 399

16.3. Cronograma Físico-Financeiro dos Planos de Ação 399

17. BIBLIOGRAFIA 403

ANEXO - ANTEPROJETO DE LEI QUE APROVA DO PLANO DIRETOR MUNICIPAL DE MACRODRENAGEM 413

ANEXO - ANTEPROJETO DE LEI QUE INSTITUI A POLÍTICA MUNICIPAL DE DRENAGEM, SEUS PRINCÍPIOS, OBJETIVOS E INSTRUMENTOS ... 414

ANEXO - MÉTODO NRCS 422

ANEXO - DETERMINAÇÃO DO CURVE NUMBER (CN) 430

ANEXO – FORMULAÇÃO DE MANNING 436

ANEXO – CADASTRO DAS INTERFERÊNCIAS DA REDE HIDROGRÁFICA 437

ANEXO - ANTEPROJETO DAS OBRAS 438

ORÇAMENTO ESTIMATIVO DAS OBRAS 439

ANEXO – MAPAS 440

O presente relatório trata do **Plano de Drenagem Urbana do Município de Matão**, objeto do contrato firmado entre a Prefeitura Municipal de Matão e a empresa de consultoria e projetos VM Engenharia de Recursos Hídricos Ltda. EPP, inscrita no CNPJ sob o nº. 04.257.647/0001-54, com sede em São Carlos – SP à Rua Dom Pedro II nº. 1241, conforme termos, regras e resoluções do Fundo Estadual de Recursos Hídricos -FEHIDRO (Contrato nº 338/2010).

Conforme elucida o Termo de Referência, a interferência da drenagem no planejamento urbano se faz sentir em diversos níveis, seja no zoneamento do uso e ocupação dos terrenos, seja nas condições sanitárias da população, seja na própria manutenção dos serviços básicos, daí a grande relevância da matéria.

Uma das principais diretrizes instituídas pelo modelo de gerenciamento de recursos hídricos do Estado de são Paulo, estabelecido a partir da Lei 7.663/91, é a elaboração de Estudos para atividades de manejo e aproveitamento das fontes hídricas naturais.

Dentre estas atividades, inclui-se o lançamento de efluentes provenientes da drenagem dos terrenos, sabidamente uma das mais importantes fontes de degradação dos recursos hídricos e a causa de sérios problemas que afligem as populações urbanas do Brasil.

Dentro desta visão, qualquer planejamento para desenvolvimento do tecido urbano de uma cidade deve considerar, entre outros aspectos, diretrizes previamente estabelecidas para a drenagem, fazendo com que os investimentos em melhoria da qualidade de vida das populações que nela habitarão sejam sustentáveis ao longo do tempo.

É importante ressaltar que é imprescindível a implantação do Plano de Saneamento Básico no que concerne à Drenagem Urbana

Em função destas premissas, a VM Engenharia de Recursos Hídricos Ltda. propõe a elaboração do Plano Diretor de Drenagem Urbana do Município de Matão.

O presente relatório apresenta as atividades de acordo com cronograma descrito a seguir:

CRONOGRAMA FÍSICO FINANCEIRO									
Item	Descrição de Atividades	Mês correspondente						Percentual liberado para pagamento	Percentual acumulado liberado para pagamento
		01	02	03	04	05	06		
01	Levantamento de dados	X	X					12,99%	12,99%
02	Levantamentos Topográficos		X	X				9,15%	22,14%
03	Estudos / Digitalização			X				18,08%	40,22%
04	Diagnósticos				X			16,95%	57,17%
05	Conclusões					X		25,31%	82,48%
06	Documentos Legais						X	17,52%	100,00%
Percentual liberado para pagamento		6,50%	11,07%	22,66%	16,95%	25,31%	17,51%	100,00%	100,00%

De acordo com o Termo de Referência do contrato, será abordado o seguinte conteúdo, resumidamente:

1 - APRESENTAÇÃO

2 - INTRODUÇÃO

3 - CARATERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE MATÃO

3.1 - Caracterização

3.2 – Infraestrutura Urbana

3.3 - Acervo e base de dados do município

4 - JUSTIFICATIVA

5 - OBJETIVO GERAL

6 - OBJETIVOS ESPECÍFICOS

7 - ATIVIDADES

7.1 - Levantamento de Dados

7.2 - Levantamentos Topográficos

7.3 - Estudos/Digitalização

7.4 - Diagnóstico

7.5 - Conclusões

7.6 - Documentos legais

8 - MÉTODO A SER EMPREGADO

9 - RESULTADOS ESPERADOS

10 - EQUIPE TÉCNICA DE TRABALHO

11 - PRODUTOS A SEREM APRESENTADOS

12 - PREÇO

13 - ANEXO FOTOGRÁFICO

Nome	Título	Especialidade
Marcelo M. Duclerc Verçosa	Engenheiro Civil	Hidráulica, Educação Ambiental
Rafael Machado	Engenheiro Eletricista	Hidrologia Computacional

1. CARACTERIZAÇÃO DO MUNICÍPIO DE MATÃO

1.1. ASPECTOS FÍSICOS DA ÁREA URBANA

1.1.1. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MUNICÍPIO

Matão é um município brasileiro do Estado de São Paulo. "Localiza-se a 585 metros de altitude, na latitude 21°36'12 sul e na longitude 48°21'57" oeste. Sua população aferida pelo IBGE em 2009 era de 80.222 habitantes, distribuídos em 524,855 km² de área, segundo o Portal IBGE Cidades@.

Figura 1 – Localização Geográfica (Fonte: Wikipédia)

Matão incorpora além da sua sede os seguintes núcleos urbanos: o distrito de São Lourenço do Turvo e o Bairro Rural de Silvânia.

Pertence à meso e microrregião de Araraquara.

Limita-se com os seguintes municípios:

- Dobrada;
- Araraquara;
- Gavião Peixoto;
- Nova Europa;

- Tabatinga;
- Itápolis; e
- Taquaritinga.

A partir de 1890, quando os primeiros fazendeiros de café se instalaram na região, o núcleo populacional começou a se formar. Por volta de 1894, iniciou-se a construção da capela e a primeira missa foi celebrada no dia 25 de março de 1895, data considerada a de fundação da antiga vila do Senhor do Bom Jesus das Palmeiras.

Em 19 de setembro de 1895, foi criado o distrito policial de Bom Jesus das Palmeiras e, em 7 de maio de 1897, passou à categoria de distrito, mudando o nome para Matão, do município de Araraquara. Em 27 de agosto de 1898, criava-se o município.

Alguns Dados do Censo – 2010:

- População Urbana: 78.168
- População Rural: 2.054
- Homens: 40.113
- Mulheres: 40.109
- Densidade demográfica (hab./km²): 142,3
- Mortalidade infantil até 1 ano (por mil): 10,9
- Expectativa de vida (anos):
- Taxa de fecundidade (filhos por mulher):
- Taxa de alfabetização: 92,3%
- Índice de Desenvolvimento Humano (IDH-M):
    - IDH-M Renda: 0,734
    - IDH-M Longevidade: 0,813
    - IDH-M Educação: 0,871 (Fonte: IPEADATA)
    - Principais Acessos por Rodovias
- SP-310 - Rodovia Washington Luís
- SP-326 - Rodovia Brigadeiro Faria Lima

1.1.2. ASPECTOS GEOLÓGICOS

O município de Matão localiza-se sobre a Província Geomorfológica do Planalto Ocidental, inserida na Bacia do Paraná. Essa Província é formada por extensa plataforma estrutural bastante suavizada, com leve caimento para oeste e nivelada em cotas a 500m.

Na composição litológica do Planalto Ocidental predominam as rochas sedimentares do Grupo Bauru, da Formação Adamantina. O Grupo Bauru apresenta em sua composição arenitos, arenitos conglomeráticos com cimento carbonático ou silificado, siltitos e argilitos. A formação Adamantina é composta por depósitos fluviais com predominância de arenitos finos podendo apresentar cimentação e nódulos carbonáticos, com lentes de siltitos e argilitos, ocorrendo em bancos maciços.

A área Urbana de Matão está localizada sobre a Formação Adamantina, símbolo Ka, unidade aquífera Bauru. Trata-se de formação geológica do período Cenozóico, cuja litologia apresenta as seguintes características: arenitos finos a muito finos, podendo apresentar cimentação e nódulos carbonáticos, com lentes de siltitos argilosos e argilitos, ocorrendo em bancos maciços; teor de matriz variável, cores creme e vermelho.

A principal característica da formação Adamantina é a presença de bancos de arenitos de granulação fina e muito fina, contendo estratificação com espessura entre 2 e 20m, alternados com bancos de lamitos silitosos e arenitos. É comum a presença de nódulos carbonáticos e seixos de argilito da própria unidade. Possui ampla distribuição em toda a bacia sendo a formação geológica francamente dominante em relação às demais unidades.

Suas rochas são em geral pouco alteradas, destacando-se pela coloração creme e vermelho, às vezes amarronzada clara, sendo por isto de fácil distinção das demais unidades do Grupo Bauru.

As maiores espessuras são encontradas nos espigões onde alcançam dezenas de metros, adelgaçando-se nas porções mais erodidas e em direção as regiões leste da bacia.

Esse relatório apresenta em anexo para melhor elucidação o "Mapa da Geologia", folha nº 03.

- Relevo

Na região estudada, o relevo se classifica como tipo colinoso, em que predominam declividades de até 15% e amplitudes locais inferiores a 100m, ocorrendo colinas médias, cujos vales limítrofes ocupam áreas de 1 a 4 km2.

1.1.3. Aspectos da Geomorfologia

O município de Matão localiza-se sobre a Província Geomorfológica do Planalto Ocidental, inserida na Bacia do Paraná. Essa Província é formada por extensa plataforma estrutural bastante suavizada, com leve caimento para oeste e nivelada em cotas a 500m.

Esse relatório apresenta em anexo para melhor elucidação o "Mapa Geomorfológico", folha nº 04.

1.1.4. Aspectos da Pedologia

O solo predominante na região de Matão é o Pln: Solos Podzolizados de Lins e Marília, Variação Lins, que correspondem, no sistema de classificação atual, ao solo Podzólico Vermelho Amarelo Tb, eutrófico, textura variando de arenosa a média, fase relevo suave ondulado, cujo principal fator limitante é a susceptibilidade à erosão. No entanto, em função da sua composição, esse solo apresenta elevada fertilidade, característica que o separa do grande grupo de solos Podzólicos Vermelho-Amarelos.

Esse relatório apresenta em anexo para melhor elucidação o "Mapa Pedológico", folha nº 02.

1.1.5. EROSIVIDADE

Os valores de erosividade da chuva foram obtidos com a utilização da equação proposta por Lombardi & Moldehauuer (1992), a partir de dados consistidos de precipitação média anual do período de 1961 a 1990, através do programa computacional disponível na Universidade Federal de Viçosa, www.ufv.br/dea.

El_{mensal}= 89,823 x (r^2/P)0,759

Sendo:

- El_{mensal}: erosividade média mensal do mês k, em MJ x mm x h^{-1} x ha^{-1}
- r: precipitação média mensal do mês k, em mm; e
- P: precipitação média anual, mm

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Matão

Latitude: 21°36'12"

Longitude: 48°21'57"

Altitude: 597 m

VALOR DA EROSIVIDADE:

8031 MJ mm h^{-1} ha^{-1} ano^{-1}

MAPA DE LOCALIZAÇÃO:

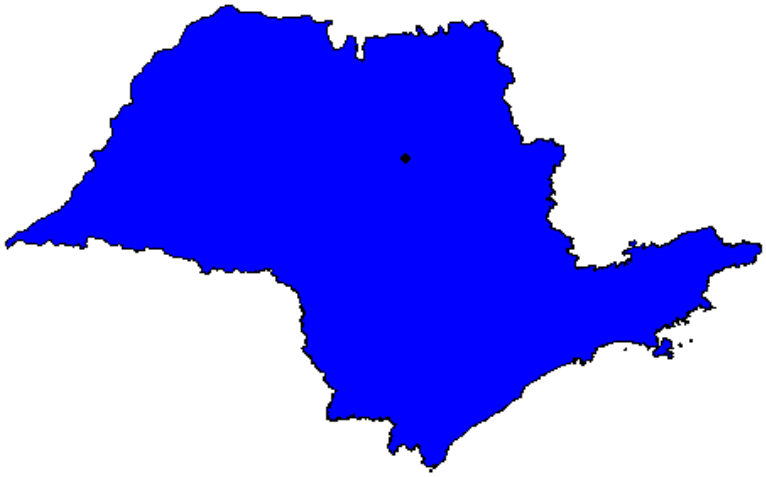


Figura 2 – Cálculo da erosividade no municio de Matão

1.1.6. CLIMATOLOGIA

Segundo a classificação climática de Köeppen, baseada em dados mensais pluviométricos e termométricos, o estado de São Paulo abrange sete tipos climáticos distintos, a maioria correspondente a clima úmido.

O clima de Matão, segundo essa classificação enquadra-se com "Aw".

Matão

Latitude: 21g 21m Longitude: 48g 13m Altitude: 582 metros

Classificação Climática de Koeppen: Aw

MÊS	TEMPERATURA DO AR (C)			CHUVA (mm)
	mínima média	máxima média	média	
JAN	20.0	31.0	26.0	224.8
FEV	21.0	31.0	26.0	207.1
MAR	20.0	31.0	25.0	143.2
ABR	17.0	30.0	24.0	64.2
MAI	14.0	27.0	21.0	46.6
JUN	13.0	26.0	20.0	29.3
JUL	13.0	27.0	20.0	23.6
AGO	15.0	29.0	22.0	21.5
SET	16.0	29.0	23.0	45.9
OUT	19.0	31.0	25.0	106.7
NOV	19.0	31.0	25.0	136.5
DEZ	20.0	31.0	25.0	218.9
Ano	17.3	29.5	23.5	1268.3
Min	13.0	26.0	20.0	21.5
Max	21.0	31.0	26.0	224.8

Figura 3 – Dados Climáticos de Matão (Cepagri)

1.1.7. HIDROGRAFIA

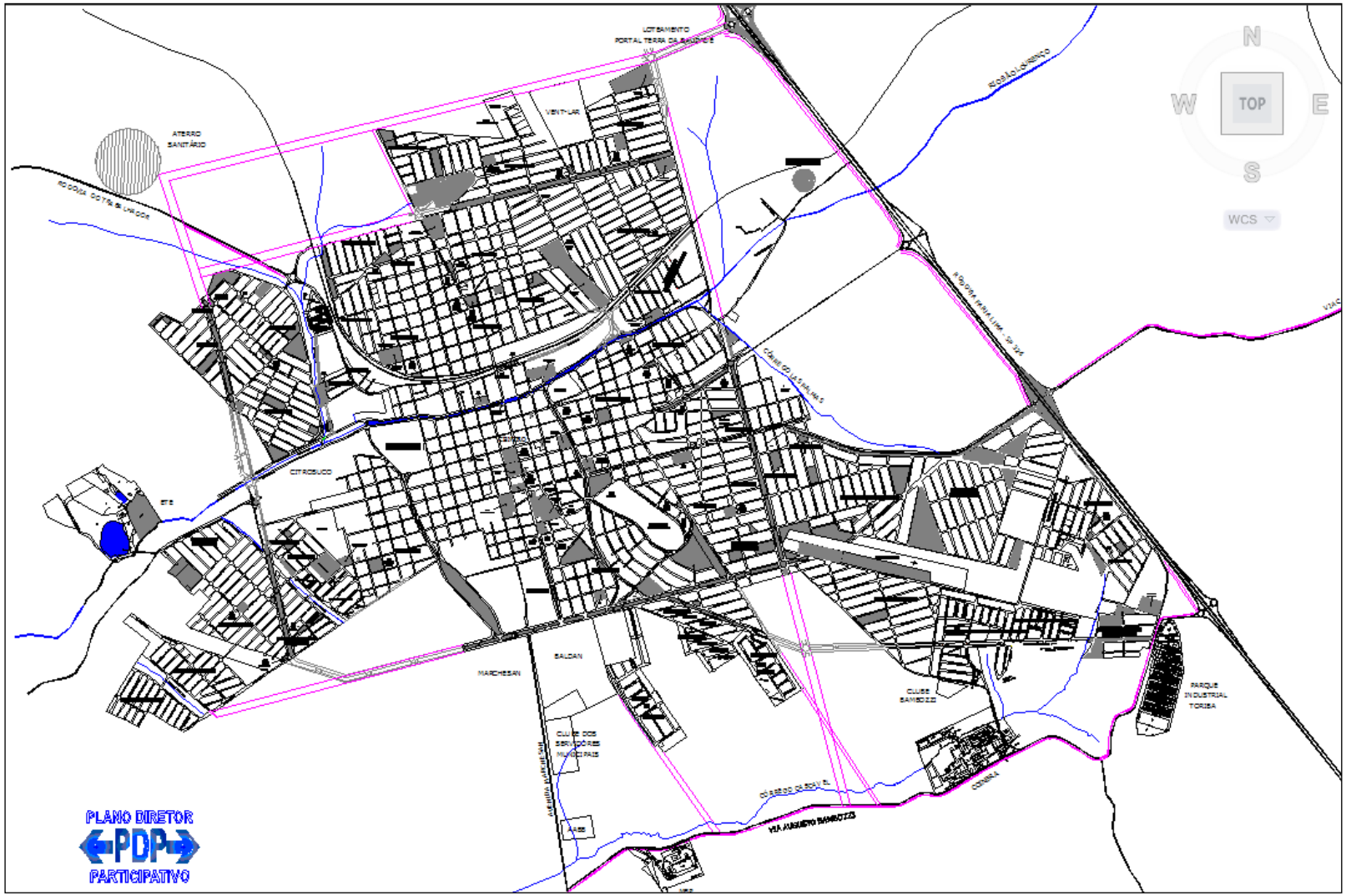
A área de expansão urbana de Matão está inserida no extremo Leste da Bacia do Tietê Batalha – UGRHi 16. O rio São Lourenço, código DAEE 01.02.08 6 e seus tributários cortam a região urbana da cidade. Esse curso d´água recebe a indicação do CETESB como sendo de Classe 3 desde a sua confluência com o ribeirão Cascavel até a confluência com o ribeirão dos Porcos. Nos demais trechos é de Classe 2 (Decreto 10.755 de 22/11/1977). Esse rio tem também a determinação de São Francisco.

A área urbanizada de Matão é drenada pelo rio São Lourenço por alguns dos seus tributários, a saber:

- Margem Direita (de montante para jusante):
  - Afluente sem Denominação;
  - Córrego do Leão/ Curtume.
- Margem Direita:

- Córrego Las Palmas;
- Espiga Vermelha
- Milho Vermelho
- Córrego Águas do Tobias;
- Córrego Tabuleta; e
- Córrego Cascavel.

A seguir, miniatura da área urbanizada de Matão com rede hidrográfica definida:


LOTEAMENTO
PORTAL TERRA DA BANDEIRA
ATERRO
SANITÁRIO
VENTI-AR
CITROSUCO
ETE
MARCHESAN
BALDAN
CLUBE DOS
SERVIDORES
MUNICIPAIS
CLUBE
BAMBOZZO
PARQUE
INDUSTRIAL
TORIBA
COMBRA
VIA AUGUSTO BAMBOZZO
N
W
TOP
E
S
WCS
PLANO DIRETOR
PDP
PARTICIPATIVO

1.2. INFRAESTRUTURA URBANA

Segundo representantes da Prefeitura Municipal de Matão, a Companhia de Água e Esgoto de Matão – CAEMA é a autarquia responsável pelos serviços de água e esgoto do Município. A Companhia Matonense de Saneamento - CMS é a empresa concessionária para o tratamento de esgotos (ETE). Segundo a CAEMA, atualmente 100% dos efluentes domésticos são coletados e 90% tratados.

Os assuntos ambientais de Matão são cuidados pela Secretaria de Serviços Municipal e Meio Ambiente que conta com três técnicos de nível superior, quatro técnicos de nível médio e 39 outros profissionais. Outros órgão consultivos e deliberativos atuam na região a saber:

CMMA – Conselho Municipal de Meio Ambiente;

CONCIMA – Conselho da Cidade de Matão.

Matão conta com ONG, Movimento Social e ING, nessa área, a saber:

- ONG OCARA - Associação Cultural e Ambiental para a Cidadania;
- Movimento Social Grupo Matão + Verde; e
- ING Quero Ver o Meu Rio Limpo.

1.3. ACERVO E BASE DE DADOS DO MUNICÍPIO

1.3.1. LEVANTAMENTO DA LEGISLAÇÃO MUNICIPAL

São os principais instrumentos legais e diretrizes aplicáveis à questão da ocupação dos solos que, direta ou indiretamente, relacionam-se às alterações no regime do escoamento superficial em bacias hidrográficas de espaços urbanos. São apresentados sumariamente a seguir agrupados em três grupos: âmbito federal, estadual e municipal.

1.3.2. ÂMBITO FEDERAL

Constituição Federal (1988), Art. 21, Inciso 28: compete à União planejar e promover a defesa permanente contra as calamidades públicas, especialmente as secas e as inundações.

Lei Federal Nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997: institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cujos objetivos principais são: coordenar a gestão integrada; arbitrar administrativamente os conflitos; implantar a Política Nacional de Recursos Hídricos; planejar, regular e controlar o uso, a preservação e a recuperação dos recursos hídricos; e promover a cobrança pelo uso dos recursos hídricos.

Lei Nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979 dispõe que o parcelamento do solo urbano deve ser regido por lei e que os Estados, o Distrito Federal e os Municípios poderão estabelecer normas complementares relativas ao parcelamento do solo municipal para adequar o previsto nesta Lei às peculiaridades regionais e locais e dá outras providências.

Lei Nº 10.257, de 10 de julho de 2001 (Estatuto da Cidade): regulamenta os Arts. 182 e 183 da Constituição Federal, que tratam da execução da política urbana, estabelecendo, "para todos os efeitos (...) normas de ordem pública e interesse social que regulam o uso da propriedade urbana em prol do bem coletivo, da segurança e do bem-estar dos cidadãos, bem como do equilíbrio ambiental".

Lei Nº 9.785, de 29 de janeiro de 1999 altera o Decreto-Lei no 3.365, de 21 de junho de 1941 (desapropriação por utilidade pública) e as Leis nos 6.015, de 31 de dezembro de 1973 (registros públicos) e 6.766, de 19 de dezembro de 1979 (parcelamento do solo urbano).

Lei Federal Nº 7.347 (1985) Lei da Ação Civil Pública – Lei de Interesses Difusos: trata da Ação Civil Pública de Responsabilidades por danos causados ao Meio Ambiente.

Lei 11.445/07 – Lei Nacional de Saneamento Básico;

Lei 11.107/05 – Lei de Consórcios Públicos;

Lei 8.080/1990 – Lei Orgânica da Saúde;

Lei 8.987/1995 – Lei de Concessão e Permissão de serviços públicos;

Lei 11.124/05 – Lei do Sistema Nacional de Habitação de Interesse Social;

Portaria 518/04 do Min. da Saúde e Decreto 5.440/05 – Que, respectivamente, definem os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle de qualidade da água para consumo humano, e os mecanismos e instrumentos para informação ao consumidor sobre a qualidade da água;

Resolução Recomendada 75 de 02/07/09 do Conselho das Cidades, que trata da Política e do conteúdo Mínimo dos Planos de Saneamento Básico;

Resoluções CONAMA: 307/2002 - Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil e 283/2001 - Dispõe sobre tratamento e destinação final dos resíduos dos serviços de saúde.

1.3.3. Âmbito Estadual

Decreto Estadual Nº 8468, de 8 de setembro de 1976, aprova o Regulamento da Lei nº 997, de 31 de maio de 1976, que dispõe sobre a prevenção e o controle da poluição do meio ambiente.

Resolução SMA 14, de 13 de março de 2008, dispõe sobre os procedimentos para supressão de vegetação para parcelamento do solo ou qualquer edificação em área urbana.

Lei Estadual Nº 7.663, de 30 de dezembro de 1991, que estabelece normas de orientação à Política Estadual de Recursos Hídricos bem como ao Sistema Integrado de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

Esta lei rege a regularização do aproveitamento e controle dos recursos hídricos, por meio do controle de cheias, a prevenção de inundações, a drenagem e a correta utilização das várzeas.

Para que este controle seja efetivo é necessário que a implantação de qualquer empreendimento que demande a utilização de recursos hídricos, superficiais ou subterrâneos, a execução de obras ou serviços que alterem seu regime, qualidade ou quantidade dependerá de prévia manifestação, autorização ou licença dos órgãos e entidades competentes, esta licença se dará por meio da outorga de uso dos recursos hídricos.

Lei Estadual Nº 9.509, de 20 de março de 1997, que dispõe sobre a Política Estadual do Meio Ambiente, seus Fins e mecanismos de formulação.

Decreto nº 41.258, de 31 de outubro de 1996, que trata do regulamento da outorga de direitos de uso dos recursos hídricos;

Este decreto especifica no Art. 1º que Outorga é o ato pelo qual Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE defere:

- A implantação de qualquer empreendimento que possa demandar a utilização de recursos hídricos, superficiais ou subterrâneos;
- A execução de obras ou serviços que possa alterar o regime, a quantidade e a qualidade desses mesmos recursos;
- A execução de obras para extração de águas subterrâneas;

•A derivação de água do seu curso ou depósito, superficial ou subterrâneo;

•O lançamento de efluentes nos corpos d'água.

Independem de outorga:

•O uso de recursos hídricos destinados às necessidades domésticas de propriedades e de pequenos núcleos populacionais localizados no meio rural;

•As acumulações de volumes de água, as vazões derivadas, captadas ou extraídas e os lançamentos de efluentes que, isolados ou em conjunto, por seu pequeno impacto na quantidade de água dos corpos hídricos, possam ser considerados insignificantes.

Portaria DAEE nº 2292, de 14 de dezembro de 2006, disciplina os usos que independem de outorga de recursos hídricos superficiais e subterrâneos no Estado de São Paulo; e

O Plano da Bacia Hidrográfica – 2.008 da UGRHi 16, onde o Município de Matão está inserido.

1.3.4. MUNICIPAL

Para a pesquisa do assunto foram localizados as seguintes Legislações relativas ao assunto:

- DECRETO nº 4.682 de 13/11/2012, que aprovou o Plano de Saneamento Setorial dos serviços Públicos de Abastecimento e de Esgotamento Sanitário de Matão.
- LEI 4.118 de 2.010 que instituiu o Código de Obras do Município de Matão;
- LEI Nº 4.138, DE 10 DE MARÇO DE 2.010.
    - Institui o Código de Meio Ambiente e Saneamento, dispondo sobre a proteção, controle e desenvolvimento do meio ambiente e uso adequado dos recursos naturais, os instrumentos da política ambiental, estabelece normas

gerais para a administração da qualidade ambiental no Município de Matão e dá outras providências; e

- LEI Nº 3.800, DE 05 DE OUTUBRO DE 2.006. Instituiu o Plano Diretor de Desenvolvimento Sustentável e de Política Urbana e Ambiental de Matão e dá outras providências;
- LEI Orgânica Municipal;
- Plano Local de Habitação de Interesse Social;

O Plano Diretor do Município, LEI Nº 3.800, DE 05 DE OUTUBRO DE 2.006 estabelece que:

"...

SEÇÃO VIII - DA DRENAGEM URBANA

Art. 41. Os órgãos responsáveis pelos Serviços Urbanos de Drenagem Pluvial deverão:

I- assegurar através de sistemas físicos naturais e construídos, o escoamento das águas pluviais em toda a área do município de modo a propiciar segurança e conforto aos cidadãos priorizando as áreas sujeitas a inundações;

II- definir procedimentos administrativos e de treinamento de pessoal para a prevenção de enchentes, inundações urbanas, erosões do solo, deposição de entulhos de construção civil e lixo domiciliar em áreas não licenciadas, queimadas e desmatamentos urbanos;

III- garantir a atualização da base cadastral do sistema de drenagem urbana;

IV- realizar e autorizar projetos e obras do sistema de drenagem do município, redes de galerias, lagoas de contenção, sistemas de captação e intervenções em áreas sujeitas a impactos de inundação;

V- exigir, implantar e regulamentar os sistemas de retenção de água pluvial em lotes e glebas de áreas privadas, comerciais e industriais, áreas públicas e institucionais, e empreendimentos urbanísticos de parcelamento do solo, com a implantação de

reservatórios de retenção de água pluvial regulamentado por normas técnicas e leis específicas;

VI- estabelecer parâmetros urbanísticos de zoneamento, uso e parcelamento do solo, como o índice de permeabilidade e o índice de cobertura vegetal, como procedimentos normativos para reduzir a sobrecarga temporária do sistema público de drenagem urbana e a implantação de programas de reuso da água para determinadas atividades."

Além de programas que são desenvolvidos na área ambiental pela municipalidade, Matão ainda conta com os seguintes instrumentos jurídicos de proteção ao meio ambiente, além das legislações já mencionadas:

- Código de Posturas Município de Matão – Lei nº 4.119 de 2.010.
- Lei nº 4.159, de 15 de abril de 2010, que institui a Política Municipal de proteção aos mananciais de água destinados ao abastecimento público e dá outras providências.

1.3.5. Indicadores Ambientais

Os indicadores ambientais buscam expressar o cenário do meio ambiente em dimensões relacionadas com os serviços de saneamento básico, como a qualidade e quantidades das águas do município, assim como também devem ser sinalizados os níveis de cobertura de serviços de abastecimento de água potável, coleta de esgoto e coleta de lixo, podendo ser interpretado como as condições de saneamento existentes.

- Índice de Abastecimento de Água Potável

Tal indicador denota a parte da população com acesso adequado a abastecimento de água. As informações utilizadas são relativas à população residente em domicílios particulares permanentes que estão ligados à rede geral de abastecimento de água e o conjunto de moradores em domicílios particulares permanentes. A relação entre os dois é expressa em porcentagem e considera tanto áreas urbanas como rurais. Em Matão, segundo dados do Sistema Nacional De Informações Sobre Saneamento (SNIS) o Índice de atendimento com abastecimento de água é 100% (de acordo com a MINUTA DO PLANO DE SANEAMENTO - 2011).

O acesso à água tratada é fundamental para a melhoria das condições de saúde e higiene trata-se de um indicador importante para a caracterização básica da qualidade de vida da população, quanto ao acompanhamento das políticas públicas de saneamento básico e ambiental.

- Índice de Coleta de Esgoto

O índice de coleta de esgoto expressa a relação entre parcela da população atendida por esgotamento sanitário e o universo total da população residente no município. A ausência ou mesmo a deficiência dos serviços de esgotamento sanitário é um elemento central para a avaliação do cenário da saúde, uma vez que o acesso apropriado a este sistema é fundamental para o controle e a redução de moléstias; para caracterização da qualidade de vida da população residente no município; e para o acompanhamento das políticas públicas de saneamento básico e ambiental. Em Matão, segundo o SNIS o Índice de atendimento total com esgotamento sanitário é de 97.96 % (de acordo com a MINUTA DO PLANO DE SANEAMENTO - 2011).

1.3.6. Descrição do Sistema de Drenagem Atual

No aspecto de disponibilidade de água superficial, de acordo com o documento denominado "Avaliação Ambiental Preliminar dos Recursos Hídricos Superficiais do Município de Matão - SP" (CALIJURI;

TEIXEIRA; RIOS, 1997), realizado pela CRHEA (Centro de Recursos Hídricos e Ecologia Aplicada) da USP (Universidade de São Paulo) em 1997, ficou evidenciado que em termos quantitativos é exígua a disponibilidade de recursos hídricos superficiais no município, somente após a zona urbana de Matão o Rio São Lourenço apresentou vazão superior a 1.0 m³/s. A captação de água é realizada por meio de poços profundos, já que existe escassez de recursos hídricos superficiais no Município.

Com relação à situação do escoamento, a urbanização desordenada da área urbana, durante a qual não foram consideradas medidas compensatórias, provocou deficiências na rede de drenagem urbana de Matão. Isso é evidenciado pelos sinais que se revelam durante a época de chuvas, que ocorrem de dezembro a março do ano hidrológico. Enchentes, destruição de patrimônio público e privado e erosões provocam prejuízos periodicamente, drenando recursos públicos aplicados em reconstituir esses danos, mas sem resolver definitivamente as suas causas.

Nesse cenário, amplia-se o passivo ambiental relativo à drenagem urbana, transferindo-se para as gerações futuras a necessidade de aplicarem-se cada vez mais recursos preciosos do orçamento público.

A Administração Pública Municipal tem executado obras importantes tais como, reservatórios de detenção de águas pluviais e canalizações do rio São Lourenço e seus tributários que deverão se somar às medidas estruturais a serem propostas para a consolidação sustentável da drenagem urbana.

O Presente Plano tem, entre outras atribuições, o objetivo de apresentar o diagnóstico atual da condição da drenagem urbana de Matão e de propor medidas estruturais e não estruturais necessárias.

1.3.7. ESTUDOS ANTERIORES

O corpo técnico da municipalidade disponibilizou para a empresa consultora os seguintes estudos na rede de macrodrenagem de Matão:

ITEM	ESTUDO	LOCAL	DATA
1	LAGOA DE RETENÇÃO	Intersecção do rio São Lourenço com a SP-326	2007
2	LAGOA DE RETENÇÃO	Córrego Las Palmas, a montante da Rua Sinharinha Frota	2007
3	LAGOA DE RETENÇÃO	Córrego Las Palmas, Via Narciso Baldan,	2007
4	LAGOA DE RETENÇÃO	Avenida Alberto Benassi, a montante do Conjunto Poliesportivo	2007
5	1ª ETAPA CANALIZAÇÃO	Rio São Lourenço	2007
6	2ª ETAPA CANALIZAÇÃO	Rio São Lourenço	2011

Os projetos já foram executadas, com exceção do item 6, da tabela anterior que está atualmente em fase de execução de obras.

1.3.8. DADOS HIDROMETEOROLÓGICOS

O município de Matão encerra os seguintes postos de coleta de dados pluviométricos:

Município	Prefixo	Nome	Altitude	Latitude	Longitude	Bacia
Matao	C5-106	Sao Lourenco do Turvo	560 m	21°32'	48°31'	Sao Lourenco

Município	Prefixo	Nome	Altitude	Latitude	Longitude	Bacia
Matao	C5-077	Cambui (Efa)	610 m	21°39'	48°26'	Itaquere

Município	Prefixo	Nome	Altitude	Latitude	Longitude	Bacia
Matao	C5-106	Sao Lourenco do Turvo	560 m	21°32'	48°31'	Sao Lourenco

De acordo com pesquisa efetuada no Portal Eletrônico do DAEE em 21/mar/2012, o rio São Lourenço, que interessa ao escopo de presente trabalho, não possui postos fluviométricos. Dessa maneira, serão utilizados métodos indiretos, que relacionam intensidade x

duração x frequência das chuvas para os cálculos de vazões de projeto das diversas bacias e sub-bacias a serem estudadas.

A Lei 11.455 de 5 de janeiro de 2007 "Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico; altera as Leis nos 6.766, de 19 de dezembro de 1979, 8.036, de 11 de maio de 1990, 8.666, de 21 de junho de 1993, 8.987, de 13 de fevereiro de 1995; revoga a Lei no 6.528, de 11 de maio de 1978; e dá outras providências."

Essa norma define Saneamento Básico como sendo o conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de:

a) abastecimento de água potável;

b) esgotamento sanitário;

c) limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos;

d) drenagem e manejo das águas pluviais urbanas

O estudo em pauta refere-se, especificamente ao item "d" do conjunto do Saneamento Básico.

Além de cumprir a legislação, o objetivo do presente Plano é de:

- Evitar a saturação do sistema de drenagem natural, decorrente de um padrão de urbanização com altas taxas de impermeabilização.
- Promover a conservação da rede hidrológica, inclusive com a revegetação de mata ciliar;
- Analisar as condições do escoamento das águas superficiais;
- Verificar a cobertura e manutenção dos serviços, o manejo, ou seja, a situação das sub-bacias em termos precipitações e vazões, a APP, a impermeabilização das superfícies, a detenção e amortecimento dos volumes gerados pelas chuvas, a revitalização de fundos de vale, etc.;
- Abordar os aspectos técnicos, operacionais, financeiros, institucionais e legais; e
- Diagnosticar, prognosticar e propor Programas de Ação.

Diagnosticar:

- As condições do escoamento das águas superficiais;
- A cobertura e manutenção dos serviços;
- O manejo, ou seja, a situação das sub-bacias em termos precipitações e vazões,
- A APP;
- A impermeabilização, detenção e amortecimentos, revitalização de fundos de vale, etc.; e
- Os aspectos técnicos, operacionais, financeiros, institucionais e legais;

Definir:

Condicionantes políticos, culturais, econômicos, ambientais e sociais;

- Necessidades de serviços públicos de saneamento básico em curto, médio e longo prazo;
- Definição de cenários identificando as soluções que compatibilizem o crescimento;
- Econômico, a sustentabilidade ambiental, a prestação dos serviços e a equidade social;
    - Definição de diretrizes e estratégias;
    - Hierarquização das áreas de intervenção prioritária;
    - Objetivos e metas de curto, médio e longo prazo para os quatro serviços;

Propor:

- Programação das Ações resultantes do próprio desenvolvimento do Plano;
- Adoção de arranjo alternativo ou readequação do modelo de gestão;

- Programação de Investimentos;
- Desenvolvimento institucional, nos aspectos gerencial, técnico e operacional;
- Interface, cooperação e integração com outras políticas;
- Adoção de política de subsídios para a população de baixa renda;
- Programa de Educação Ambiental e Mobilização Social Permanente;
- Intervenções com base na análise dos diferentes cenários alternativos e
- Estabelecimento de prioridades.

5.1. ENCHENTES RECENTES NO RIO SÃO LOURENÇO

O rio São Lourenço tem transbordado com a ocorrência de chuvas fortes na região urbana de Matão.

A imprensa tem registrado esses eventos dramáticos:

Figura 4 – Enchentes na Rua São Lourenço (http://g1.globo.com)

Figura 5 - Enchentes na Rua São Lourenço (http://g1.globo.com)

Figura 6 - Enchentes na Rua São Lourenço (http://g1.globo.com)

Em 2009, foi executada a primeira etapa do alargamento do canal nesse rio, executada entre as avenidas Tiradentes e XV de novembro.

Começou em 16/04/2012 a segunda etapa das obras contra enchente na Rua São Lourenço, e alargando e aprofundando o canal entre as Avenidas Setembro e Santo Antônio.

O projeto completo será em um trecho de 700 metros e o canal, que atualmente tem cinco metros de largura, passará a ter 8 metros.

No local, quatro pontes serão substituídas por outras maiores e uma vai ser construída no cruzamento com a Avenida Toledo Malta.

5.2. CADASTRO DOS PONTOS CRÍTICOS DA DRENAGEM URBANA

A ocupação urbana do município de Matão não apresenta um padrão de desenvolvimento distinto de outros municípios paulistas.

Fatores como a ocupação das várzeas, a canalização aberta dos cursos d'água de maior porte para abertura de marginais, a canalização fechada dos pequenos cursos d'água intermitentes para a abertura de loteamentos e vias de acesso, o crescimento desordenado, o desmembramento excessivo dos lotes urbanos em meio-lotes, a mais alta impermeabilização do solo que o previsto, a não exigência de galerias de água pluvial em loteamentos aprovados até a década de 90, o cálculo subdimensionado das galerias implantadas nortearam o desenvolvimento de um sistema de drenagem urbana municipal também semelhante ao de outros municípios paulistas, ou seja, deficiente.

A geração de vazões e volumes escoados maiores que aqueles da pré-ocupação do solo foi paulatinamente ignorada durante muitas décadas. Aliás, a população passou a conviver e aceitar com baixo nível de indignação os alagamentos nas cidades. Na realidade, a população, passou a ser corresponsável por esses problemas, ainda que parcialmente ciente desse fato.

Um dilema se instalou no município: o interesse dos loteadores em instalar sistemas de microdrenagem se mostrou inversamente proporcional aos custos de suas obras; o interesse da população em exigir a instalação de sistemas de microdrenagem se mostrou proporcional a seu interesse em vez as vias de acesso de seus bairros em obras; o interesse municipal em instalar sistemas de

microdrenagem em loteamentos consolidados se mostrou proporcional ao orçamento disponível. A solução para esse dilema foi o surgimento de uma legislação mais severa, um ministério público (1989) atuante conquanto 'curador do meio ambiente', uma consciência ambiental mais lapidada e os investimentos mais recentes e acessíveis para a modernização/instalação da infraestrutura urbana por parte de alguns fundos de investimento e pelo próprio governo federal.

A proposição de sistemas de microdrenagem previstos para abranger futuros e eventuais problemas de drenagem no município, ou seja, sistemas que levasse em consideração o risco de ocorrência de chuvas torrenciais com tempo de retorno de 10 anos e o cenário futuro de ocupação municipal previsto, foi ignorada em favor de estruturas emergenciais e corretivas. A estratégia preventiva em relação às enchentes e inundações foi substituída por uma estratégia emergencial de correção, apenas.

No município de Matão, no geral, muitos bairros possuem sistemas de microdrenagem, ainda que deficientes.

Em 19.02.2013, o técnico da empresa contratada realizou uma visita assessorada pelo técnico da municipalidade nos pontos mais críticos da microdrenagem e macrodrenagem.

Nesta visita, foram identificados 5 grandes criticidades, exposta a seguir:

5.2.1. Praça Sizenando Silveira Leite (Vivelândia/Jardim do Bosque)

As ruas do entorno da Praça Sizenando Silveira Leite, localizado no enconro dos bairros Vivelândia e Jardim do Bosque, não possuem sistema de microdrenagem.

As vazões drenadas pelas vias laterais ao parque, a Rua Sergipe e Avenida Brasil, são demasiadamente altas e atingem velocidades que tem prejudicado o pavimento.

Esses fluxos se encontram na porção mais baixa do parque, na Rua Pernanbuco, onde se encontra um bueiro subdimensionado sob a ferrovia. O acúmulo das águas nessa porção mais baixa impede o tráfego de veículo e coloca em risco o talude da ferrovia.

O lançamento das águas após o bueiro da ferrovia, no Jardim Balista, é inadequado. O pequeno canal formado não veicula adequadamente as vazões afluentes e transborda.

A porção destacada na imagem a seguir mostra as vias que carecem de um sistema de microdrenagem.

Figura 7 - Criticidade no sistema de microdrenagem do entorno do Parque Sizenando Silveira Leite

Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.2. Bacia de Detenção do Bairro Nova Matão

Na bacia de detenção que se encontra a montante do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes, no encontro dos bairros Nova Matão e Jardim Cambuí possui os seguintes problemas:

As águas do entorno da bacia de detenção ironicamente não encontram fácil acesso à bacia devido à falta de bueiros e galerias de microdrenagem.

Os pontos em que se permite o acesso das águas pluviais à bacia de detenção há erosões devido à falta de estruturas de dissipação de energia.

As águas que escoam pela Avenida Alberto Benassi não são encaminhadas à bacia de detenção, ao contrário, restam acumuladas no pé do talude dessa bacia e adentram ao Parque pela grade de sua cerca e provoca o enfraquecimento do talude dessa avenida, dentro do Parque. Isto se deu pela falta de planejamento da rede de microdrenagem e o bueiro subdimensionado na porção mais baixa dessa avenida.

As águas que escoam para dentro da bacia de detenção escavaram canais (caminhos rápidos) até o bueiro do maciço. Isso tende a um amortecimento de cheias incompleto dentro da bacia.

Os canais escavados, mencionados acima, tornaram-se um inconveniente por reduzirem a estabilidade do talude de montante do maciço – um deles foi escavo no sopé do talude - , e por serem profundos o suficiente, podem causar acidentes às crianças que brincam nesse terreno e animais que ali pastam.

Acredita-se que a bacia de detenção não possua o volume de espera projetado. Há grandes volumes de solo a serem escavados no interior dessa bacia de detenção que induzem a esta suposição.

A bacia de detenção não é beneficiada com uma rotina de raspagem do fundo para descarte de resíduos sólidos e lodo.

A ombreira direita do maciço dessa bacia de detenção está nitidamente mais baixa que o restante do maciço. Isso pode ou não configurar um problema para a segurança desse maciço: se essa parte mais baixa estiver abaixo do freeboard ou no nível d'água

máximo-maximorum, então o maciço poderá romper quando da ocorrência da chuva de projeto.

As vazões que escoam pela Av. Alberto Benassi, vidas pelo lado da ombreira direita podem atingir o maciço e desestabilizá-lo.

A porção destacada na imagem a seguir mostra os pontos de alagamento na Avenida Alberto Benassi.

Figura 8 - Criticidade no sistema de microdrenagem do entorno da bacia de detenção do Bairro Nova a Matão

Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.3. Entorno do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes

O sistema de drenagem das vias do entorno do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes, Av. Bortolo Biava, Av. Padre Nelson Antônio Romão, Rua Itápolis, Av. Daniel Antônio Brito e Rua Sinharina Frota, é muito deficiente.

Há acúmulo de águas pluviais na Rua Itápolis, e na Praça Alfredo de Paiva Garcia (praça de eventos) abaixo. Esse acúmulo se dá pela falta de sistema de microdrenagem nas porções médias e altas dos Bairros Nova Matão e Jardim Cambuí e pelo sistema de galerias subdimensionado desse entorno e em especial aquele da Av. Padre Nelson Antônio Romão.

Além da instalação do sistema de galerias supracitado a o aumento da galeria daquela Avenida, a municipalidade necessita pensar na possibilidade de ceder o subsolo da Praça Alfredo de Paiva Garcia, para a instalação de um piscinão coberto. Esse piscinão poderá evitar a substituição total ou parcial.

Um alerta: o estudo de um piscinão sob a Praça Alfredo de Paiva Garcia, no entanto, deverá considerar em seus estudos geotécnicos que o talude formado pela Rua Itápolis, na realidade, consiste do um maciço de um barramento de água (lago do Parque Ecológico).

Figura 9 - Criticidade no sistema de microdrenagem do entorno do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes

Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.4. LAGO DO PARQUE ECOLÓGICO JOSÉ LAERTE TARALLO MENDES

O lago do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes possui lâmina perene e é utilizado para pouso e descanso e morada de algumas aves semi-domesticadas e para o lazer contemplativo.

O lago não dispõe de descarregadores de fundo e superfície adequados e necessitam de urgente manutenção/readequação.

Foi verificada uma suposta elevação de nível do lago pelo aumento de um vertedor tipo tulipa com uma parede de tijolos. Não se sabe qual é a capacidade de veiculação de águas dos dispositivos descarregadores.

A falta de informações técnicas precisas do maciço formador do lago e seus dispositivos descarregadores para verificação de sua segurança é um problema que merece prioridade na Prefeitura. O rompimento do maciço do lago do Parque Ecológico, ainda que parcial, poderá impactar toda a Avenida Padre Nelson Romão, o Prédio da Prefeitura Municipal e as marginais do Rio São Lourenço.

Figura 10 - Criticidade no lago do Parque Ecológico José Laerte Tarallo Mendes – maciço e descarregadores

Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.5. AVENIDA PADRE NELSON ANTÔNIO ROMÃO

A Av. Padre Nelson Antônio Romão é uma das principais avenidas de Matão, sua galeria de águas pluviais, no entanto, está subdimensionada.

A entrada das redes das vias perpendiculares também está prejudicada e ocorre alagamentos nesses pontos.

A substituição da galeria de águas pluviais da Av. Padre Nelson Antônio Romão é urgente. Essa galeria deverá ser calculada para um tempo de recorrência de 100 anos e não 10 anos, considerando se tratar de um curso d'água canalizado e não um simples talvegue seco.

Figura 11 - Criticidade na Avenida Padre Nelson Antônio Romão
Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.6. Emboque da galeria da Avenida Padre Nelson Antônio Romão no Rio São Lourenço, Rua São Lourenço

O emboque das galerias da Av. Padre Nelson Antônio Romão no Rio São Lourenço é inadequado e subdimensionado.

Está inadequado por encerrar-se perpendicular na calha do Rio São Lourenço. O projeto de uma curvatura no trecho final da galeria da Av. Padre Nelson Antônio Romão é imprescindível para a mais adequada veiculação das vazões afluentes. O aumento da calha do canal do Rio São Lourenço nesta posição também será necessária para acomodar os veios de fluxo de ambos cursos d'água e direcioná-los para jusante com a menor turbulência possível. Outrossim, esse emboque será fonte constante de transbordamento. A instalação de vias marginais suspensas ou a desapropriação dos terrenos do entorno deverá ser considerada, também imprescindível.

Figura 12 - Criticidade no emboque da galeria da Avenida Padre Nelson Antônio Romão no Rio São Lourenço

Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.7. AVENIDA PREFEITO LARTE JOSÉ TARALLO MENDES

A Av. Pref. Laerte José Tarallo Mendes consiste no principal acesso do Jardim Pereira à marginal do Rio São Lourenço e a Av. Baldan, corredor industrial do município.

O sistema de drenagem da Av. Pref. Laerte José Tarallo Mendes é tanto desconhecido como deficiente. Sabe da ocorrência de alagamentos junto à entrada da planta leste da Citrosuco, bem como da condução de vazões da Avenida para dentro dessa planta industrial.

Essas ocorrências poderão provocar atrito entre essa indústria, uma das principais empregadoras do município e o governo municipal. Além disso o desvio das vazões da microdrenagem para dentro da planta poderá ocasionar a poluição do Rio São Lourenço a jusante.

Esse desvio, na realidade, é um comportamento natural das águas daquela região. Deve-se à falta de planejamento municipal e daquela indústria: a planta foi instalada sobre o talvegue intermitente.

A instalação de uma rede de galerias de águas pluviais ao longo da Av. Pref. Laerte Tarallo Mendes, ainda que mais profunda nessa localidade para vencer o talvegue natural, será suficiente para a solução desse impasse.

Figura 13 - Criticidade na Avenida Pref. Laerte José Tarallo Mendes
Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.8. NOVO CANAL DA MARGINAL SÃO LOURENÇO

As obras recentes do canal do Rio Lourenço, entre a Avenida Padre Nelson Antônio Romão e a Avenida Pref. Laerte José Tarallo Mendes são passíveis de questionamento técnico.

Esse trecho tem sido alvo de constantes transbordamentos da calha do Rio São Lourenço, isso indica que o projeto hidráulico de sua calha não deve ultrapassar o período de retorno anual. Entretanto, a obras recentes nesse canal não alteraram significativamente sua área molhada e seu coeficiente de rugosidade. É sabido, também, que o canal não teve sua declividade alterada e que suas travessias continuam a intervir em seu fluxo d'água.

A conclusão acima – questionamento técnico – é evidente e baseia-se na obrigatoriedade de atendimento aos parâmetros de projeto e segurança preconizados nas Instruções Normativas da DPO/DAEE – Diretoria de Procedimentos e Outorgas do Departamento de Águas e Energia Elétrica.

Figura 14 - Criticidade na Marginal São Lourenço – mesmo novo, canal necessidade de readequação

Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.2.9. Erosão de grande porte junto à Via Eng. Milcíades Bottura

As erosões de grande porte encontradas junto à Av. Eng. Milcíades Bottura devem ao lançamento das águas pluviais do Jardim Aeroporto e Monte Carlo sem dispositivos de dissipação de energia.

A existência de uma bacia de detenção imediatamente a jusante dos lançamentos mascarou a necessidade da instalação desses dispositivos. Não raro, tais lançamentos são lançados nas bacias de retenção sem a devida preocupação. Parte-se do pressuposto equivocado que o lago formado pela bacia de detenção estaria repleto de água que absorveria o impacto das águas lançadas (efeito colchão d'água).

O item Erosões deste relatório complementará esse tópico.

As erosões destacadas na imagem a seguir do Google Earth estão hoje (maio/2013) muito maiores e já ameaçam a estabilidade da pista norte da Via Eng. Milcíades Bottura.

Figura 15 - Criticidade próximo à Via Milcíades Bottura
Fonte: Google Earth, acesso em maio de 2013

5.3. LEVANTAMENTO DOS PONTOS CRÍTICOS DE EROSÃO, ASSOREAMENTO E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS

5.3.1. BAIRRO SENHOR BOM JESUS, Nº. 01

Imagem 1 – Localização da erosão identificada nos bairros Senhor Bom Jesus e Jardim Santa Rosa

Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 1 – Erosão identificada nos bairros Senhor Bom Jesus e Jardim Santa Rosa

Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Avenida José Gonçalves x Avenida 02

- coordenadas: 21°36’11.9” S; 48°23’30.1” O
- diagnóstico: erosão laminar devida à falta de vegetação, a alta declividade do terreno, pastagem e escoamento de água pluvial da via pública
- solução: refazer curvas de nível; implantar drenagem da via pública; revegetação

5.3.2. Bairro Senhor Bom Jesus, nº. 02

Imagem 2 – Localização da erosão identificada nos bairros Senhor Bom Jesus e Jardim Santa Rosa

Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 2 – Erosão identificada nos bairros Senhor Bom Jesus e Jardim Santa Rosa

Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Rua José de Paula x Avenida 02
- coordenadas: 21°35'57.03"S; 48°23'26.82"O

- diagnóstico: erosão laminar devida à falta de vegetação, local é usado para lazer (campo de futebol)
- solução: revegetação; implantação efetiva de um parque de lazer com sistema de drenagem

5.3.3. BAIRRO JARDIM SANTA ROSA, Nº. 01

Imagem 3 – Localização de depósito de resíduos nos bairros Senhor Bom Jesus e Jardim Santa Rosa

Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 3 – Depósito de resíduos identificada nos bairros Senhor Bom Jesus e Jardim Santa Rosa

Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Avenida José Gonçalves x Avenida 02
- coordenadas: 21°36’08.7” S; 48°23’19.0” O
- diagnóstico: depósito de resíduos sólidos, espalhamento de resíduos pelo vento
- solução: cercamento da propriedade; instalação de ponto do coleta local de resíduos sólidos (entulho e outros); fiscalização

5.3.4. Bairro Jardim Santa Rosa, nº. 02

Imagem 4 – Localização de erosão no bairro Jardim Santa Rosa
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 4 – Erosão no bairro Jardim Santa Rosa
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Avenida Vicente Infante
- coordenadas: 21°36’09.9” S; 48°23’22.4” O
- diagnóstico: erosão laminar devida à falta de asfaltamento e microdrenagem da via pública
- solução: asfaltamento e implantação de sistema de microdrenagem local

5.3.5. BAIRRO JARDIM SANTA ROSA, Nº. 03

Imagem 5 – Localização de pátio em terra que oferece risco de erosão/assoreamento no bairro Jardim Santa Rosa

Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 5 – Pátio em terra que oferece risco de erosão/assoreamento no bairro Jardim Santa Rosa

Fonte: adaptado de Google Earth, acesso em 25.mar.2013

Dados:

- logradouro(s): Avenida Ludwig Eckes x Alamenda da Saudade
- coordenadas: 21°35'46.03"S; 48°22'57.00"O
- diagnóstico: pátio de caminhões com alto potencial de geração de sedimentos que podem entupir os sistema de microdrenagem e assorear cursos d'água
- solução: cobertura do pátio

5.3.6. BAIRRO JARDIM PEREIRA, Nº. 01

Imagem 6 – Localização de erosão no bairro Jardim Pereira
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 6 – Erosão no bairro Jardim Pereira
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. José Gonçalves x Av. Ana Maria Gomes
- coordenadas: 21°36’14.3 S”; 48°22’79.2” O
- diagnóstico: erosão laminar e em sulco devida à falta de drenagem das vias públicas circundantes; alta declividade do terreno; falta ou ineficiência de curva de nível

- solução: implantação de sistema de microdrenagem local; execução de curvas de nível

5.3.7. Bairro Jardim Pereira, nº. 02

Imagem 7 – Localização de erosão no bairro Jardim Pereira
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 7 – Erosão no bairro Jardim Pereira
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. José Gonçalves x Rua Urbano Pereira Aguiar

- coordenadas: 21°36’16.1” S; 48°23’07” O
- diagnóstico: erosão laminar devida a alta declividade do terreno e falta ou ineficiência de curva de nível
- solução: execução de curvas de nível

5.3.8. BAIRRO JD. PEREIRA/ MARIA CÂNDIDA, Nº. 03

Imagem 8 – Localização de depósito de resíduos sólidos no bairro Jardim Pereira/ Maria Cândida

Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 8 – Depósito de resíduos sólidos no bairro Maria Cândida

Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. José Gonçalves x Rua Urbano Pereira Aguiar
- coordenadas: 21°36’16.1” S; 48°23’07” O
- diagnóstico: depósito de resíduos sólidos, espalhamento de resíduos pelo vento
- solução: cercamento da propriedade; instalação de ponto do coleta local de resíduos sólidos (entulho e outros); fiscalização

5.3.9. BAIRRO JARDIM POPULAR

Imagem 9 – Localização de erosão no bairro Jardim Popular
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 9 – Erosão no bairro Jardim Popular (foto panorâmica)
Fonte: adaptado de: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. Vanderlei Aparecido Pereira

- coordenadas: 21°35’27.9” S; 48°20’30” O
- diagnóstico: erosão laminar devida à falta de vegetação e à área de empréstimo de solo
- solução: plano de reabilitação da área (provável: revegetação e estabilização de taludes demasiado íngremes)

5.3.10. BAIRRO JARDIM SÃO JOSÉ/ SANTA MARTA, Nº. 01

Imagem 10 – Localização de erosão no bairro Jardim São José
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 10 – Erosão no bairro Jardim São José (foto panorâmica)
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. José Cerqueira x Rua Sebastião Correia da Silva
- coordenadas: 21°35’14.6” S; 48°22’13.8” O
- diagnóstico: erosão laminar por falta de vegetação; queda de travessia com nova travessia em implantação.

- solução: revegetação; verificação da seção hidráulica correta para este ponto

5.3.11. BAIRRO JD. SÃO JOSÉ, Nº. 02

Imagem 11 – Localização de assoreamento no bairro Jardim São José
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 11 – Assoreamento no bairro Jardim São José
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. Franscisco Mastropietro x Pinheirinho
- coordenadas: 21°35’10.7” S; 48°22’1”O
- diagnóstico: assoreamento do curso d’água
- solução: identificação da fonte de sedimentos; desassoreamento do curso d’água

5.3.12. BAIRRO JARDIM SÃO JOSÉ, Nº. 03

Imagem 12 – Localização de erosão no bairro Jardim São José
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 12 – Erosão no bairro Jardim São José
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av.Ludwig Eckes, trecho recém asfaltado
- coordenadas: 21°35'31.61"S; 48°22’1”O
- diagnóstico: falta calçamento provocou erosão laminar tornando-se erosão em sulcos

- solução: calçamento

5.3.13. BAIRRO JARDIM BUSCARDI, Nº. 01

Imagem 13 – Localização de erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 13 – Erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Fim da Rua Catanduva
- coordenadas: 21°36’16.1” S; 48°23’07” O
- diagnóstico: erosão em sulcos devida à falta de dispositivos adequados de microdrenagem; despejo de resíduos
- solução: implantação de sistema de microdrenagem local; cercamento para evitar despejo de resíduos; fiscalização

5.3.14. BAIRRO JARDIM BUSCARDI, Nº. 02

Imagem 14 – Localização de erosão e local de disposição de resíduos no bairro Jardim Buscardi

Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 14 – Erosão e disposição de resíduos no bairro Jardim Buscardi

Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. Eng. Milcíades Bottura

- coordenadas: 21°36'54.13"S; 48°20'56.23"O
- diagnóstico: erosão laminar devido à falta de sistema de microdrenagem e utilização do acesso ao barramento para disposição inadequada de resíduos
- solução: implantação de sistema de microdrenagem local; revegetação; retirada de resíduos; restrição de acesso

5.3.15. BAIRRO JARDIM BUSCARDI, Nº. 03

Imagem 15 – Localização de acúmulo de sedimentos em excesso no bairro Jardim Buscardi

Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 15 – Acúmulo de sedimentos de erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. Eng. Milcíades Bottura
- coordenadas: 21°36'55.00"S; 48°20'48.76"O
- diagnóstico: depósito de sedimentos em excesso
- solução: correção das erosões acima e dragagem para manutenção do volume de reservação do barramento

5.3.16. BAIRRO JARDIM BUSCARDI, Nº. 04

Imagem 16 – Localização de erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 16 – Erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): fundo Av. Sinharinha Frota (Córrego Las Palmas)
- coordenadas: 21°36'51.92"S; 48°20'49.81"O
- diagnóstico: acúmulo de sedimentos e erosão dos taludes do canal de restituição do barramento
- solução: contenção das erosões a montante do barramento e proteção das margens do canal de restituição do barramento

5.3.17. BAIRRO JARDIM BUSCARDI, Nº. 05

Imagem 17 – Localização de erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 17 – Erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Foto 18 – Erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av.
- coordenadas 21°36'58.45"S; 48°20'52.44"O
- diagnóstico: erosão muito grande em sulco devido ao lançamento concentrado de águas pluviais
- solução: complementação da galeria de microdrenagem até um ponto menos elevado e implantação de dispositivo de

quebra de energia; implantação de aterros hidráulicos para contenção da erosão e estabilização dos taludes

5.3.18. BAIRRO JARDIM BUSCARDI, Nº. 06

Imagem 18 – Localização de erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 19 – Erosão no bairro Jardim Buscardi
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. Eng. Milcíades Bottura
- coordenadas: 21°37'1.61"S; 48°20'51.19"O
- diagnóstico: erosão muito grande em sulco devido ao lançamento concentrado de águas pluviais
- solução: complementação da galeria de microdrenagem até um ponto menos elevado e implantação de dispositivo de quebra de energia; implantação de aterros hidráulicos para contenção da erosão e estabilização dos taludes

5.3.19. BAIRRO NOVA MATÃO

Imagem 19 – Localização de erosão no bairro Nova Matão
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 20 – Erosão no bairro Nova Matão
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av.Habib Gabriel x Av. Alberto Benassi

- coordenadas: 21°36'56.09"S; 48°21'36.26"O
- diagnóstico: erosão laminar na área de espera do barramento do Bairro Nova Matão devida à falta de vegetação e pastagem de animais
- solução: manutenção de curvas de nível; cercamento

5.3.20. ÁREA INDUSTRIAL, PRÓX. HDS MECPAR

Imagem 20 – Localização de área com potencial à erosão na zona rural
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 21 – Área com potencial à erosão Corredor Industrial
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Via Vicente Barbosa da Silva, próx. à HDS MecPar
- coordenadas 21°38'30.14"S; 48°20'59.71"O
- diagnóstico: área de empréstimo não recuperada; potencial de erosão e geração de sedimentos para cursos d'água
- solução: recuperação da área (revegetação, retaludamento)

5.3.21. BAIRRO ALTO

Imagem 21 – Localização de erosão no bairro Alto
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 22 – Erosão no bairro Alto
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Rua Vinte e Oito de Agosto x Rua Arthur Cecchetto
- coordenadas: 21°35'55.08"S; 48°21'39.51"O

- diagnóstico: produção de sedimentos e erosão laminar em pátio ferroviário
- solução: cobertura com vegetação ou material adequado

5.3.22. BAIRRO JARDIM ALVORADA, Nº. 01

Imagem 22 – Localização de erosão no bairro Jardim Alvorada
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 23 – Erosão no bairro Jardim Alvorada
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Rua do Trabalhador x Rua Lázaro de Castro Freitas
- coordenadas: 21°35'33.15"S; 48°22'10.22"O
- diagnóstico: produção de sedimentos e erosão laminar em solo sem vegetação
- solução: cobertura com vegetação, retaludamento

5.3.23. BAIRRO JARDIM ALVORADA, Nº. 02

Imagem 23 – Localização de erosão no bairro Jardim Alvorada
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 24 – Erosão no bairro Jardim Alvorada
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Rua do Trabalhador x Rua Lázaro de Castro Freitas
- coordenadas 21°35'39.67"S; 48°22'8.23"O
- diagnóstico: produção de sedimentos e erosão laminar em solo sem vegetação
- solução: cobertura com vegetação, retaludamento

5.3.24. BAIRRO JARDIM PRIMAVERA

Imagem 24 – Localização de erosão no bairro Jardim Primavera
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 25 – Erosão no bairro Jardim Primavera
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): próx. da Av. Francisco Mastropietro x Rua VirgílioTurcatto
- coordenadas 21°35'8.97"S; 48°22'0.53"O

- diagnóstico: erosão no canal de drenagem no sopé do talude da ferrovia
- solução: retaludamento, recanalização com gabião

5.3.25. BAIRRO NOVA CIDADE

Imagem 25 – Localização de erosão no bairro Nova Cidade
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 26 – Erosão no bairro Nova Cidade
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Via Eng. Milcíades Bottura x Rod. Brigadeiro Faria Lima
- coordenadas 21°37'21.12"S; 48°20'14.34"O
- diagnóstico: produção de sedimentos e erosão laminar em solo sem vegetação de uma área de empréstimo
- solução: cobertura com vegetação, retaludamento

5.3.26. BAIRRO AZUL VILLE

Imagem 26 – Localização de erosão no bairro Azul Ville
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 27 – Erosão no bairro Azul Ville
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Estrada da Fazenda x Rua Leonilda Franscisco Persiguelli
- coordenadas 21°38'2.40"S; 48°21'6.35"O
- diagnóstico: produção de sedimentos e erosão laminar em solo sem vegetação; disposição de resíduos; sistema de drenagem sub-dimensionado
- solução: cobertura com vegetação; cercamento

5.3.27. BAIRRO JARDIM PARAÍSO

Imagem 27 – Localização de erosão no bairro Jardim Paraíso
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 28 – Erosão no bairro Jardim Paraíso
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Av. Francisco Albaricci x Rua Batista Gandin
- coordenadas 21°37'53.39"S; 48°20'26.14"O
- diagnóstico: disposição de resíduos, erosão inicial por falta de curvas de nível
- solução: curvas de nível, cercamento/fiscalização

5.3.28. BAIRRO PARQUE IMPERADOR, Nº. 01

Imagem 28 – Localização de erosão no bairro Parque Imperador
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 29 – Erosão no bairro Parque Imperador
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Via Orlando José Scutti x Av. Antônio Gorgatti
- coordenadas 21°37'42.77"S; 48°21'18.49"O
- diagnóstico: falha do sistema de microdrenagem
- solução: implantação ou redimensionamento do sistema de microdrenagem
- observação: esta falha é notada em quase toda a Via Orlando José Scutti

5.3.29. BAIRRO PARQUE IMPERADOR, Nº. 02

Imagem 29 – Localização de erosão no bairro Parque Imperador
Fonte: Google Earth, acesso em 21.março.2013

Foto 30 – Erosão no bairro Parque Imperador
Fonte: VM Engenharia, 19.fev.2013

Dados:

- logradouro(s): Via Orlando José Scutti x Rua Vereador José Tortuello
- coordenadas 21°37'36.39"S; 48°21'19.67"O

- diagnóstico: erosão no lançamento das águas pluviais
- solução: solucionado pela instalação de uma bacia dissipadora de energia

5.4. DIGITALIZAÇÃO

Para o estudo da área urbana do município, foram utilizadas as seguintes Cartas do IGC em escala 1:10.000, com curvas de nível a cada 5 m, disponíveis na EMPLASA – Empresa Paulista de Planejamento Urbano:

Índice de Folha	Ano
44/78	1992
44/77	1992
44/76	1992
45/79	1992
45/78	1992
45/77	1992
45/76	1992
46/79	1992
46/78	1992
46/77	1992
46/76	1992

Essas cartas foram digitalizadas e georeferenciadas para serem incluídas na base cartográfica digital preparada para o presente trabalho.

Esse relatório apresenta em anexo para melhor elucidação o mapa "Base Cartográfica", folha nº 01 com o mosaico georeferenciado das Cartas dos IGC e Base do IBGE.

5.5. ASPECTOS SOCIAIS E POPULACIONAIS

Segundo o IBGE (2010) a população levantada pelo Censo Demográfico de 2010 (IBGE, 2010) é de 76.786 hab., sendo 75.377 hab. residentes na área urbana e 1.409 hab. na área rural.

A área oficial do município é de 547 km² (IBGE, 2012); a densidade populacional, portanto, é de 140,37 hab./km². A área do

perímetro urbano oficial (Matão, 2012) é de 17,96 km²; a densidade urbana, portanto, é de 4.196, 94 hab./km² ou 41,97 hab./hectare.

São os dados coletados do IBGE referentes à população do município de Matão e seus distritos sede e São Lourenço do Turvo em comparação com sua microrregião (região de governo) de Araraquara, mesorregião (região administrativa) de Araraquara, o estado de São Paulo, o Sudeste e o Brasil.

Quadro 1 – Dados dos Censos Demográficos e Contagens Populacionais do IBGE

unid. territorial	ano / data de referência							
	Ano	1970	1980	1991	1996	2000	2007	2010
	data ref.	1/7/1970	1/7/1980	1/9/1991	1/8/1996	1/8/2000	1/4/2007	1/8/2010
Brasil	total	93.134.846	119.011.052	146.825.475	157.070.163	169.799.170	183.987.291	190.755.799
	urb.	52.097.260	80.437.327	110.990.990	123.076.831	137.953.959	-	160.925.792
	rural	41.037.586	38.573.725	35.834.485	33.993.332	31.845.211	-	29.830.007
Sudeste	total	39.850.764	51.737.148	62.740.401	67.000.738	72.412.411	77.873.120	80.364.410
	urb.	28.969.932	42.841.793	55.225.983	59.823.964	65.549.194	-	74.696.178
	rural	10.880.832	8.895.355	7.514.418	7.176.774	6.863.217	-	5.668.232
São Paulo	total	17.770.975	25.042.074	31.588.925	34.119.110	37.032.403	39.827.570	41.262.199
	urb.	14.277.802	22.196.896	29.314.861	31.767.618	34.592.851	-	39.585.251
	rural	3.493.173	2.845.178	2.274.064	2.351.492	2.439.552	-	1.676.948
meso-região Araraquara	total			609.306	660.911	719.326	770.447	810.926
	urb.			542.802	598.713	666.000		771.043
	rural			66.504	62.198	53.326		39.883
micro-região Araraquara	total			385.416	413.738	447.511	475.618	502.149
	urb.			341.686	373.236	412.871		478.265
	rural			43.730	40.502	34.640		23.884
município de Matão	total	21.953	38.133	63.613	68.334	71.753	74.407	76.786
	urb.	14.284	33.431	60.530	65.570	69.168		75.377
	rural	7.669	4.702	3.083	2.764	2.585		1.409
distrito sede	total			61.877	66.469	69.763		74.822
	urb.			59.677	64.536	67.999		74.014
	Rural			2.200	1.933	1.764		808
distrito de São Lourenço do Turvo	total			1.736	1.865	1.990		1.964
	urb.			853	1.034	1.169		1.363
	rural			883	831	821		601

5.6. PROJEÇÃO POPULACIONAL

5.6.1. TAXA GEOMÉTRICA DE CRESCIMENTO ANUAL - TGCA

A taxa geométrica de crescimento anual – TGCA calcula sobre os dados do quadro anterior estão apresentados nos quadros a seguir.

Quadro 2 – Taxa Geométrica de Crescimento Anual sobre os dados intercensitários e entre as contagens populacionais do IBGE

unid. territorial	TGCA intercensitária e entre contagens populacionais						
	anos de ref.	1970~1980	1980~1991	1991~1996	1996~2000	2000~2007	2007~2010
Brasil	Total	2,48%	1,90%	1,38%	1,97%	1,21%	1,09%
	Urbana	4,44%	2,92%	2,12%	2,89%	-	-
	Rural	-0,62%	-0,66%	-1,07%	-1,62%	-	-
Sudeste	Total	2,64%	1,74%	1,35%	1,96%	1,10%	0,95%
	Urbana	3,99%	2,30%	1,64%	2,31%	-	-
	Rural	-1,99%	-1,50%	-0,93%	-1,11%	-	-
São Paulo	Total	3,49%	2,10%	1,58%	2,07%	1,10%	1,07%
	Urbana	4,51%	2,52%	1,65%	2,15%	-	-
	Rural	-2,03%	-1,99%	0,68%	0,92%	-	-
mesorregião de Araraquara	-	-	-	1,67%	2,14%	1,04%	1,55%
	-	-	-	2,01%	2,70%	-	-
	-	-	-	-1,35%	-3,77%	-	-
microrregião de Araraquara	-	-	-	1,45%	1,98%	0,92%	1,64%
	-	-	-	1,81%	2,56%	-	-
	-	-	-	-1,55%	-3,83%	-	-
município de Matão	-	5,68%	4,76%	1,47%	1,23%	0,55%	0,95%
	-	8,88%	5,54%	1,64%	1,34%	-	-
	-	-4,77%	-3,76%	-2,20%	-1,66%	-	-
distrito sede	-	-	-	1,47%	1,22%	-	-
	-	-	-	1,61%	1,32%	-	-
	-	-	-	-2,60%	-2,26%	-	-
distrito de São Lourenço do Turvo	-	-	-	1,47%	1,64%	-	-
	-	-	-	3,99%	3,12%	-	-
	-	-	-	-1,23%	-0,30%	-	-

Quadro 3 – Taxa Geométrica de Crescimento Anual sobre os dados intercensitários IBGE, apenas

unid. territorial	TGCA intercensitária				
	anos de ref.	1970~1980	1980~1991	1991~2000	2000~2010

unid. territorial	TGCA intercensitária				
	anos de ref.	1970~1980	1980~1991	1991~2000	2000~2010
Brasil	Total	2,48%	1,90%	1,64%	1,17%
	Urbana	4,44%	2,92%	2,47%	1,55%
	Rural	-0,62%	-0,66%	-1,31%	-0,65%
Sudeste	Total	2,64%	1,74%	1,62%	1,05%
	Urbana	3,99%	2,30%	1,94%	1,32%
	Rural	-1,99%	-1,50%	-1,01%	-1,90%
São Paulo	Total	3,49%	2,10%	1,80%	1,09%
	Urbana	4,51%	2,52%	1,87%	1,36%
	Rural	-2,03%	-1,99%	0,79%	-3,68%
mesorregião de Araraquara	Total	-	-	1,88%	1,21%
	Urbana	-	-	2,32%	1,48%
	Rural	-	-	-2,45%	-2,86%
microrregião de Araraquara	Total	-	-	1,69%	1,16%
	Urbana	-	-	2,15%	1,48%
	Rural	-	-	-2,58%	-3,65%
município de Matão	Total	5,68%	4,76%	1,36%	0,68%
	Urbana	8,88%	5,54%	1,51%	0,86%
	Rural	-4,77%	-3,76%	-1,96%	-5,89%
distrito sede	Total	-	-	1,35%	0,70%
	Urbana	-	-	1,48%	0,85%
	Rural	-	-	-2,45%	-7,51%
distrito de São Lourenço do Turvo	Total	-	-	1,54%	-0,13%
	Urbana	-	-	3,60%	1,55%
	Rural	-	-	-0,81%	-3,07%

Observa-se pelos quadros anteriores que a taxa geométrica de crescimento anual do município de Matão, da população urbana e rural, do distrito sede e do distrito de São Lourenço do Turvo são todas decrescentes, ao que indica uma provável estagnação do número da população residente do município.

O distrito de São Lourenço do Turvo como um todo e as populações rurais de ambos distritos, aliás, experimentam todos taxas de crescimento até mesmo negativas.

5.6.2. Projeção pelo Ajuste de Curvas

Designam-se neste relatório por métodos matemáticos aqueles que procuram traduzir a evolução populacional por expressões analíticas simples. Incluem-se nesse grupo os seguintes métodos:

- Método das componentes demográficas;
- Método da tendência de crescimento demográfico;

- Método do crescimento aritmético;
- Método do crescimento geométrico;
- Método da curva logística;
- Método da taxa de crescimento decrescente.

Mesmo utilizando métodos desse tipo, é conveniente iniciar com a representação gráfica do crescimento verificado até o momento presente, pois, com esse procedimento muito simples, pode-se visualizar eventuais comportamentos irregulares, e eventualmente, ter-se desde o início uma ideia da lei de crescimento a se adotar.

A seguir estão apresentados os métodos matemáticos.

5.6.2.1. MÉTODO DAS COMPONENTES DEMOGRÁFICAS

O método das componentes demográficas considera os elementos que efetivamente condicionam a evolução demográfica. A expressão geral que define o crescimento de uma população ao longo dos anos é:

$$P = P0 + (N - M) + (I - E)$$

Onde:

P = população após n anos;

P0 = população inicial;

N = número de nascimentos no período n;

M = número de mortes no período n;

I = número de imigrantes no período n;

E = número de emigrantes no período n.

Esta expressão, embora seja uma função dos números intervenientes no crescimento da população, não tem aplicação prática para efeito de previsão, devido à complexidade do fenômeno, o qual depende de fatores políticos, econômicos e sociais.

5.6.2.2. TENDÊNCIA DE CRESCIMENTO DEMOGRÁFICO

O modelo adotado para estimar os contingentes populacionais dos municípios brasileiros (aceito pelo IBGE) emprega metodologia desenvolvida por Madeira e Simões (1972). Essa metodologia observa a tendência de crescimento populacional do município, entre dois censos demográficos consecutivos, em relação à mesma tendência de uma área geográfica hierarquicamente superior (área maior).

O método requer a existência de uma projeção populacional, que leve em consideração a evolução das componentes demográficas (fecundidade, mortalidade e migração), para uma área maior que o município, quer dizer, para a unidade da federação, grande região ou país. Desta forma, o modelo matemático desenvolvido estaria atrelado à dinâmica demográfica da área maior. O que a metodologia preconiza é que: se a tendência de crescimento populacional do município entre os censos for positiva, a estimativa populacional será maior que a verificada no último levantamento censitário; caso contrário, a estimativa apontará valor inferior ao último censo.

Em síntese, o método de tendência de crescimento demográfico, adotado pelo IBGE, tem como princípio fundamental a subdivisão de uma área maior, cuja estimativa já se conhece, em n áreas menores, de tal forma que seja assegurada ao final das estimativas das áreas menores a reprodução da estimativa pré-conhecida da área maior, mediante a soma das estimativas das áreas menores (MADEIRA; SIMÕES, 1972).

Considere-se, então, uma área maior cuja população estimada em um momento t é P(t). Subdivida esta área maior em n áreas menores, cuja população de uma determinada área i, na época t, é:

$P_i(t)$; i = 1, 2, 3, ..., n

Desta forma, tem-se que:

$$P(t) = \sum_{i=1}^{n} P_i(t)$$

Decomponha, por hipótese, a população desta área i, em dois termos: ai P(t), que depende do crescimento da população da área maior, e bi. O coeficiente ai é denominado coeficiente de proporcionalidade do incremento da população da área menor i em relação ao incremento da população da área maior, e bi é denominado coeficiente linear de correção.

Como consequência, tem-se que:

Pi(t) = ai . P(t) + bi

Para a determinação desses coeficientes utiliza-se o período delimitado por dois censos demográficos. Sejam t0 e t1, respectivamente, as datas dos dois censos. Ao substituir-se t0 e t1 na equação acima, tem-se que:

Pi(t0) = ai . P(t0) + bi

Pi(t1) = ai . P(t1) + bi

Por meio da resolução do sistema acima, tem-se que:

ai = (Pi(t1) - Pi(t0)) / (P(t1) - P(t0))

bi = Pi(t0) - ai . Pi(t0)

Deve-se considerar nas expressões anteriores:

- Época t0: 01 de agosto de 2000 (censo demográfico);
- Época t1: 01 de agosto de 2010 (censo demográfico);
- Época t: 01 de julho do ano t (ano estimado).

Para os municípios essas estimativas deverão ser obtidas pela aplicação do modelo, salientando-se que eles serão considerados como áreas menores em relação às unidades da federação correspondentes.

No método do crescimento aritmético admite-se que o crescimento da população se processa segundo uma progressão aritmética, ou seja, que o aumento populacional dP, no intervalo de tempo dt é constante, independentemente do valor P da população no tempo t. Tem-se, desta forma, as seguintes equações:

dP / dt = Ta

Sendo Ta a taxa de crescimento aritmético da população.

A integração desta expressão no período compreendido ente os tempo t0 e tf conduz à determinação de Ta:

Ta = (Pf – P0) / (tf – t0),

Sendo:

P0 e Pf: as populações no início e no final do período, respectivamente;

t0 e tf: os anos extremos do período;

(tf – t0): o número de anos do período considerado, o qual se representará por n.

A estimativa da população num ano futuro qualquer é determinado pela expressão:

Pf = P0 + n . Ta

A análise dos elementos estatísticos disponíveis permitirá determinar as taxas de crescimento Ta relativas a vários períodos inter-censos. A projeção demográfica será elaborada considerando-se o valor médio das Ta determinadas, ou, se alguma circunstância o justificar, admitindo-se um valor diverso.

Como existe um grande número de alternativas possíveis para escolher os valores que entram no cálculo da média anteriormente referida, volta-se ao inconveniente dos métodos gráficos, isto é, os resultados são afetados pela subjetividade. A fim de amenizar este

inconveniente, utiliza-se o método dos mínimos quadrados ao cálculo da referida taxa.

Reescrevendo a equação (Pf = P0 + n . Ta) na forma (Pf = P0 + t . Ta), tem-se o seguinte problema: dados N pares de valores (ti, Pi), correspondentes aos censos disponíveis, em que ti representa o ano do censo e Pi o valor da população correspondente, determinar os parâmetros P0 (ordenada na origem) e Ta (coeficiente angular) da reta que melhor se ajusta aos valores disponíveis.

As expressões que definem os parâmetros da reta pelo método dos mínimos quadrados são as seguintes:

$$T_a = \sum_{i=1}^{N} [(t_i - t_m) \cdot (P_i - P_m)] \Big/ \sum_{i=1}^{N} (t_i - t_m)^2$$

P0 = Pm – tm . Ta

Em que: tm e Pm representam as médias das séries de N valores ti e Pi, e os símbolos restantes têm significados anteriormente referidos.

Com o objetivo de verificar qual o grau de ajuste da reta de regressão aos pontos considerados, deve-se quantificar o coeficiente de determinação r2, definido por:

$$r^2 = T_a^2 \cdot \sum_{i=1}^{N} (t_i - t_m)^2 \Big/ \sum_{i=1}^{N} (P_i - P_m)^2$$

O valor de r2 é uma medida de precisão da regressão. Um valor igual à unidade correspondente a um ajuste perfeito, ou seja, à situação em que a lei de crescimento aritmética é integralmente representativa da evolução populacional da área em estudo. Um valor próximo de 1 (um) indica um elevado ajuste (alta correlação), enquanto que um valor próximo de 0 (zero) indica um menor ajuste (baixa correlação).

Se o aumento populacional dP, no intervalo dt, é proporcional ao valor de P da população, o crescimento acompanha uma progressão geométrica e tem-se:

dP / dt = Tg . P,

Onde Tg é a taxa de crescimento geométrico da população.

A integração da expressão indicada, no período compreendido entre os tempos t0 e tf, conduz a:

Tg = (ln Pf – ln P0) / (tf – t0)

A estimativa da população num ano futuro qualquer será obtida a partir de:

Pf = P0 . e (n . Tg)

Atentando-se para o fato que os valores de Tg são, em geral, pequenos tem-se que Tg ≅ ln (1 + Tg). Essa expressão é equivalente à conhecida fórmula de juros compostos ou lei de Malthus:

Pf = P0 . (1 + Tg)n

Considerando T'g = 1 + Tg, reescreve-se a equação acima da seguinte forma:

Pf = P0 . (T'g)n

O modo mais simples para determinar os parâmetros P0 e T'g consiste em logaritimizar a expressão anterior:

ln P = ln P0 + (n . ln (T'g))

Por esta equação e as demais apresentadas pode-se calcular, respectivamente, os valores de ln (T'g), ln P0 e o coeficiente de determinação r2. A partir desses valores finalmente calcula-se P0 e Tg.

A opção por uma lei de crescimento aritmético ou geométrico pode efetuar-se sem ambiguidade mediante os respectivos valores dos coeficientes de determinação.

Note que qualquer um dos métodos anteriormente referidos apresenta como principal inconveniente o pressuposto de que a população pode crescer até o infinito. No entanto, para os períodos de estudos usualmente considerados tal risco é baixo.

5.6.2.5. MÉTODOS QUE SUPÕEM A EVOLUÇÃO DA POPULAÇÃO SEGUNDO UMA LEI DE CRESCIMENTO RETARDADO – CURVA LOGÍSTICA E MÉTODO DA TAXA DE CRESCIMENTO DECRESCENTE

A abundância de dados estatísticos relativos à evolução demográfica e o desenvolvimento das técnicas matemáticas, que permitem analisar tais dados, encorajaram as tentativas que visavam dar uma forma matemática às leis de crescimento populacional.

Em 1835, Quetelet (citado em SÁ MARQUES; SOUSA, 2007) apresentou uma tese segundo a qual "a resistência oposta ao desenvolvimento indefinido da população seria proporcional ao quadrado da velocidade de crescimento", deixando, portanto, antever que a evolução da população seguiria uma lei de crescimento retardado. Fundamentado nessa tese, em 1838 Verhulst (citado em SÁ MARQUES; SOUSA, 2007) concluiu que uma curva simétrica, à qual chamou de "curva logística", permitiria representar convenientemente o crescimento da população. Contudo, foi necessário esperar quase um século para que, em 1920, Pearl e Reed (citado em SÁ MARQUES; SOUSA, 2007) estabelecessem a fórmula matemática da curva logística; utilizada na atualidade.

A teoria do crescimento, implicitamente descrito pela curva logística, baseia-se num determinado número de hipóteses:

- O meio físico, que fornece à população em estudo os recursos necessários à sua existência, não sofre qualquer alteração;
- Tendo em vista a Ilustração 1, o ponto representativo do número de habitantes encontra-se entre um valor mínimo (P = 0) e um valor máximo (P = Psat); sendo este último

correspondente ao máximo número de habitantes compatível com as capacidades do meio;

- A partir do ponto de inflexão a taxa de crescimento populacional diminui regularmente, por efeito da resistência que exerce o meio ambiente. O crescimento absoluto anual, ou referente a qualquer outra unidade de tempo, segue uma curva simétrica, semelhante à curva de GAUSS, e o seu valor máximo ocorre na curva de evolução da população para P = Psat / 2.

A equação da curva logística é:

$P = Psat / (1 + ea + b . t)$

Onde P é a população t anos após o ano tomado como origem, Psat representa o valor máximo da população e a e b são constantes.

Escolhendo três pontos, espaçados uniformemente ao longo do eixo dos tempos (P0, 0), (P1, Δt) e (P2, 2Δt), os valores de Psat e das constantes da equação podem ser determinadas pelas seguintes equações:

$Psat = ((2\ P0 . P1 . P2) - (P12 . (P0 + P2))) / (P0 . P2 - P12)$

$a = \ln ((Psat - P0) / P0)$

$b = (1 / \Delta t) . \ln ((P0 . (Psat - P1)) / (P1 . (Psat - P0)))$

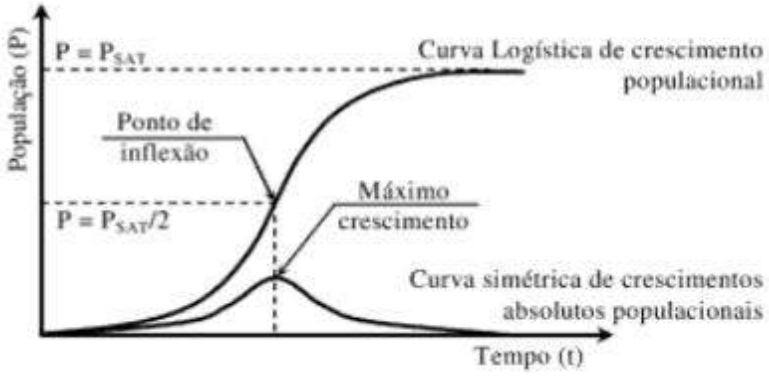


Ilustração 1: Curva logística
Fonte: SÁ MARQUES; SOUSA, 2007

Na hipótese de disponibilidade de dados populacionais de vários censos (a aplicação da curva logística exige o conhecimento de três

censos (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007)) escolhe-se três valores de P, uniformemente espaçados, que conduzam à curva logística que melhor se adapte aos vários censos registrados. Este método de operar pressupõe, portanto, o cálculo por tentativas.

Por vezes, e para obter um melhor ajuste da curva logística, adiciona-se à expressão um valor P' constante, resultando na equação:

$$P = (Psat / (1 + e (a + b.t))) + P'$$

Vários autores criticam a aplicação da curva logística à evolução demográfica (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007), afirmando que ela não é mais do que uma curva empírica que, por vezes, se adapta aos dados da evolução passada, e que em certas circunstâncias poderá dar resultados satisfatórios, à posteriori, da evolução futura.

As críticas apontam essencialmente os seguintes aspectos (SÁ MARQUES; SOUSA, 2007):

- A curva logística nem sempre é aquela que melhor se ajusta aos dados populacionais disponíveis;
- Mesmo que ela se adapte perfeitamente aos dados disponíveis nada obriga a crer que assim seja também para a evolução futura;
- A curva logística não considera as modificações produzidas numa população, por efeitos de variação de natalidade, mortalidade ou movimentos migratórios;
- Não considera as modificações de ordem cultural, que permitem a uma população explorar mais eficazmente os recursos de que dispõe, alterar a estrutura do aglomerado populacional, etc.

Contudo, qualquer uma dessas críticas é igualmente aplicável ás hipóteses de evolução da população segundo métodos de extrapolação de tendências.

Outra metodologia que se enquadra neste tema é o método da taxa de crescimento decrescente. À semelhança do método da curva logística, esse método fundamenta-se nos pressupostos de que as condições do meio condicionam a dimensão da população a um valor máximo, designado por população de saturação (Psat), e que a taxa de crescimento é função do déficit de população, isto é:

$$dP / dt = K . (Psat - P)$$

Após estimar o valor de Psat, com base nos recursos proporcionados pelo meio envolvente, determina-se o valor da taxa de crescimento decrescente (K) a partir das populações referentes a dois censos (P0 e P1):

$$K = - (1 / \Delta t) . \ln ((Psat - P1) / (Psat - P0))$$

Sendo, Δt o número de anos decorridos entre a realização dos dois censos. Por fim, a estimativa da população para qualquer ano futuro será:

$$P = P0 + (Psat - P0) . (1 - e(-K . t))$$

Em que t é o número entre o ano em que se realizou o primeiro censo e o ano ao qual se refere à estimativa pretendida.

5.6.3. COMPARAÇÃO GRÁFICA ENTRE CIDADES SIMILARES E PREVISÃO COM BASE NOS EMPREGOS

Diferentemente dos demais métodos apresentados, os métodos de comparação gráfica entre cidades similares e de previsão com base nos empregos são métodos de quantificação indireta. Esses métodos estão resumidamente apresentados no Quadro 4.

Quadro 4: Projeções populacionais com base em métodos de quantificação indireta

Método	Descrição
Comparação gráfica	O método envolve a projeção gráfica dos dados passados da população em estudo. Os dados populacionais de outras cidades similares, porém maiores, são plotados de tal maneira que as curvas sejam coincidentes no valor atual da população da cidade em estudo. Estas curvas são utilizadas como referências na projeção futura.
Previsão de empregos e serviços de utilidades	A população é estimada utilizando-se a previsão de empregos (efetuada por algum outro órgão). Com base nos dados passados da população e pessoas empregadas calcula-se a relação "emprego/população", a qual é projetada para os anos futuros. A população da cidade é obtida a partir da projeção do número de empregos da cidade. Pode-se adotar a mesma metodologia a partir da previsão de serviços de utilidade, como eletricidade, água, telefone, etc. As companhias de serviços de utilidade normalmente efetuam estudos e projeções da expansão de seus serviços com relativa confiabilidade.

Fonte: QASIM, 1985 apud VON SPERLING, 2005

5.6.4. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS

As populações apresentadas nos anos de 1970, 1980, 1991, 2000 e 2010 constam nos respectivos censos demográficos. As populações de 1996 e 2007, no entanto, foram apresentadas pelo IBGE em contagem populacional (IBGE, s.d.). A contagem populacional de 2007 apresentou apenas a população total, porém as populações urbana e rural do município foram determinadas pela aplicação do método de tendência de crescimento demográfico.

Nos censos demográficos dos anos de 1970, 1980 e 1991 a data de referência é 01 de setembro, dos respectivos anos; a contagem populacional de 1996 tem como data de referência o dia 01 de agosto de 1996; a data de referência dos censos demográficos de 2000 e 2010 é 01 de agosto de 2000; a contagem da população do ano de 2007 tem com referência o dia 01 de abril de 2007. A projeção populacional para o horizonte de projeto (2050) foi realizada tomando como base a data referência de 01 de julho de cada ano.

As ilustrações representativas da população total do município, bem como suas respectivas projeções, advindas da aplicação dos métodos trazem nos eixos das abscissas as datas, por dia, mês e ano, respectivamente.

São os coeficientes obtidos a partir da aplicação do método dos mínimos quadrados para o ajuste das funções linear, exponencial,

potencial e logística tanto para o município e seus distritos como para suas micro e mesorregiões:

método	coeficientes	mesorregião	Microrregião	município	sede	distrito
curva logística	Psat' const.	0	0	0	0	é a dif. entre a pop. do mun. e da sede
	Psat	1.030.703	692.204	78.988	77.146	
	a	4,095699363	3,290066926	9,017411119	8,765449367	
	b	-0,000133226	-0,000105022	-0,000308313	-0,000300238	
	correlação	99,68%	99,54%	99,75%	99,60%	97,19%
linear	a	-350293,3806	-167267,6579	3802,038517	2175,387271	é a dif. (...)
	b	28,75984342	16,53907205	1,814964674	1,8094669	
	correlação	99,57%	99,51%	96,72%	98,66%	79,64%
exponencial	a	160961,6815	112194,7168	27677,71883	26415,01587	é a dif. (...)
	b	4,01194E-05	3,71023E-05	2,53895E-05	2,59387E-05	
	correlação	99,32%	99,35%	95,32%	98,18%	84,49%
potencia	a	0,112470029	0,230548704	3,494428659	2,648549588	é a dif. (...)
	b	1,488952035	1,375764486	0,942968947	0,966848983	
	correlação	99,50%	99,48%	96,80%	98,67%	98,52%

Assim as funções que melhor ajustam os dados dos censos e das contagens populacionais para o município tomam a seguinte forma:

$$P_{\log ística}(T) = \frac{78.988}{1+e^{9,01741-0,000308313\times T}}$$

$$P_{linear}(T) = 3.802,04 + 1,81496\times T$$

$$P_{\exp onencial}(T) = 27.677,7\times e^{2,53895\times 10^{-5}\times T}$$

$$P_{potencial}(T) = 3,49443\times T^{0,942969}$$

As funções que melhor ajustam os dados dos censos e das contagens populacionais para o distrito sede de Matão tomam a seguinte forma:

$$P_{\log ística}(T) = \frac{77.146}{1+e^{8,76545-0,000300238\times T}}$$

$$P_{linear}(T) = 2.175,387 + 1,8094669\times T$$

$$P_{\exp onencial}(T) = 26.415,0\times e^{2,59387\times 10^{-5}\times T}$$

$$P_{potencial}(T) = 2,64855\times T^{0,966848}$$

A população do distrito de São Lourenço do Turvo é calculada pela diferença das populações do município e da sede do município.

O método das componentes aplicado para os dados disponíveis e em consonância com a projeção populacional do país disponibilizada pelo IBGE até o ano de 2.050 resultou no seguinte:

$$P_{componentes.distrito}(T) = -0{,}005165905 \times P_{componentes.município}(T) + 2.360{,}669183$$

$$P_{componentes.sede}(T) = 1{,}005165905 \times P_{componentes.município}(T) - 2.360{,}669183$$

$$P_{componentes.município}(T) = 0{,}092115378 \times P_{componentes.microrregião}(T) + 30.530{,}35527$$

$$P_{componentes.microrregião}(T) = 0{,}596484716 \times P_{componentes.mesorregião}(T) + 18.444{,}03507$$

$$P_{componentes.mesorregião}(T) = 0{,}021655891 \times P_{componentes.estado}(T) - 82.643{,}67296$$

$$P_{componentes.estado}(T) = 0{,}531916063 \times P_{componentes.sudeste}(T) - 1.484.921{,}56$$

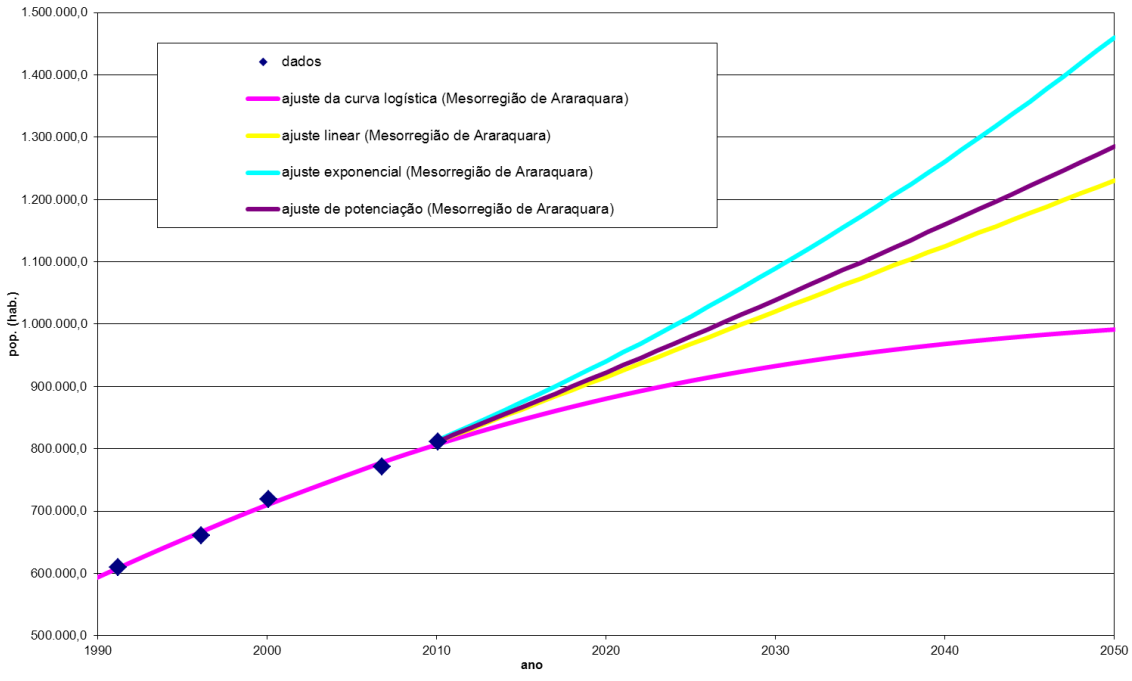
$$P_{componentes.sudeste}(T) = 0{,}379450292 \times P_{Brasil}(T) + 7.982.066{,}31$$

E a projeção populacional do Brasil é fornecida pelo IBGE até 2050.

5.6.5. Resultados do Ajuste de Curvas

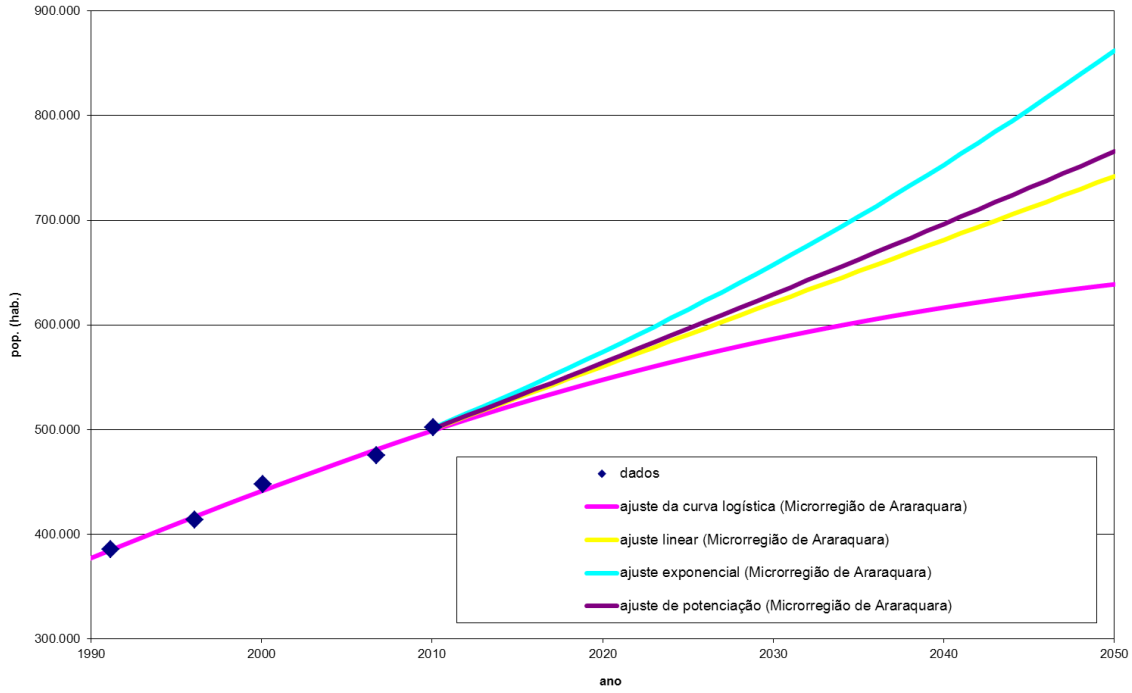
Para a mesorregião este estudo da projeção populacional pelos métodos de ajuste de curvas resultou no seguinte gráfico.

Ilustração 2 – Gráfico da projeção populacional para a mesorregião pelos métodos de ajuste de curvas



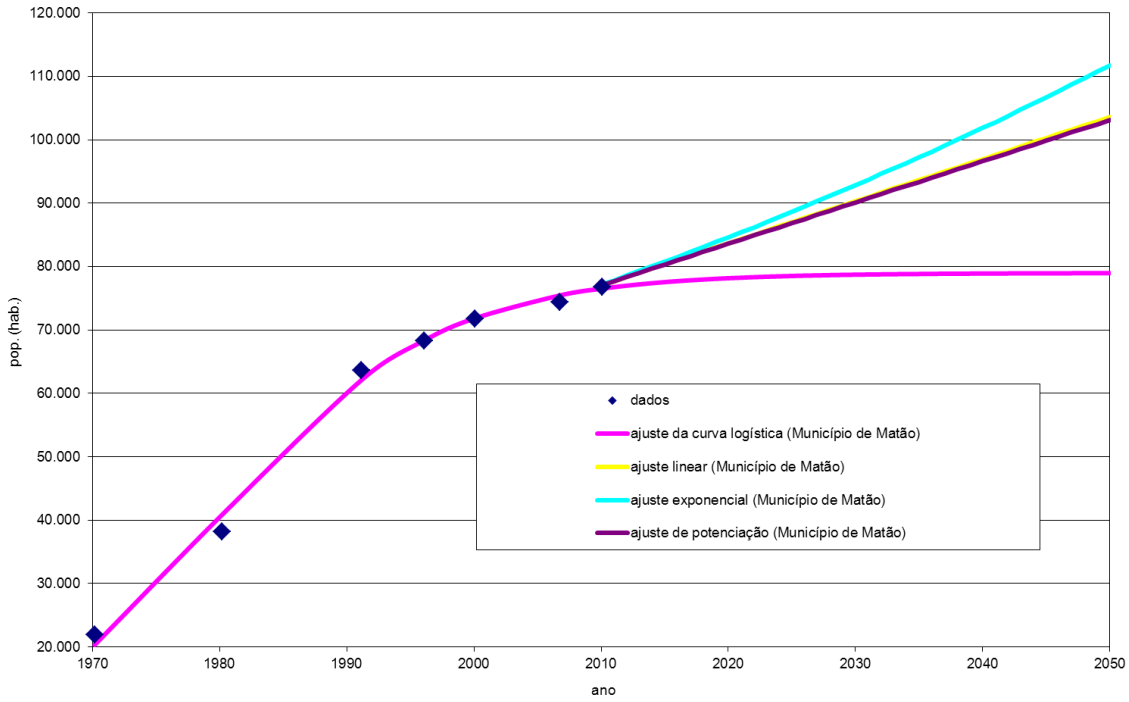
Para a microrregião este estudo da projeção populacional pelos métodos de ajuste de curvas resultou no seguinte gráfico.

Ilustração 3 – Gráfico da projeção populacional para a microrregião de São João da Boa Vista pelos métodos de ajuste de curvas



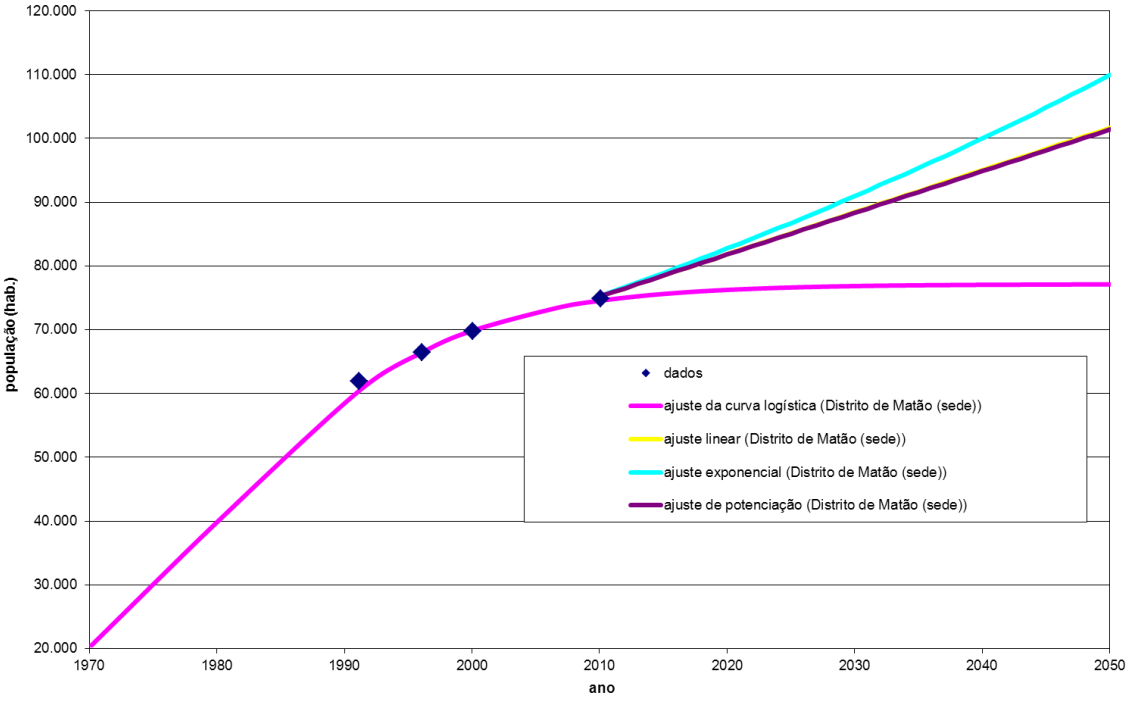
Para o município este estudo da projeção populacional pelos métodos de ajuste de curvas resultou no seguinte gráfico.

Ilustração 4 – Gráfico da projeção populacional para o município pelos métodos de ajuste de curvas



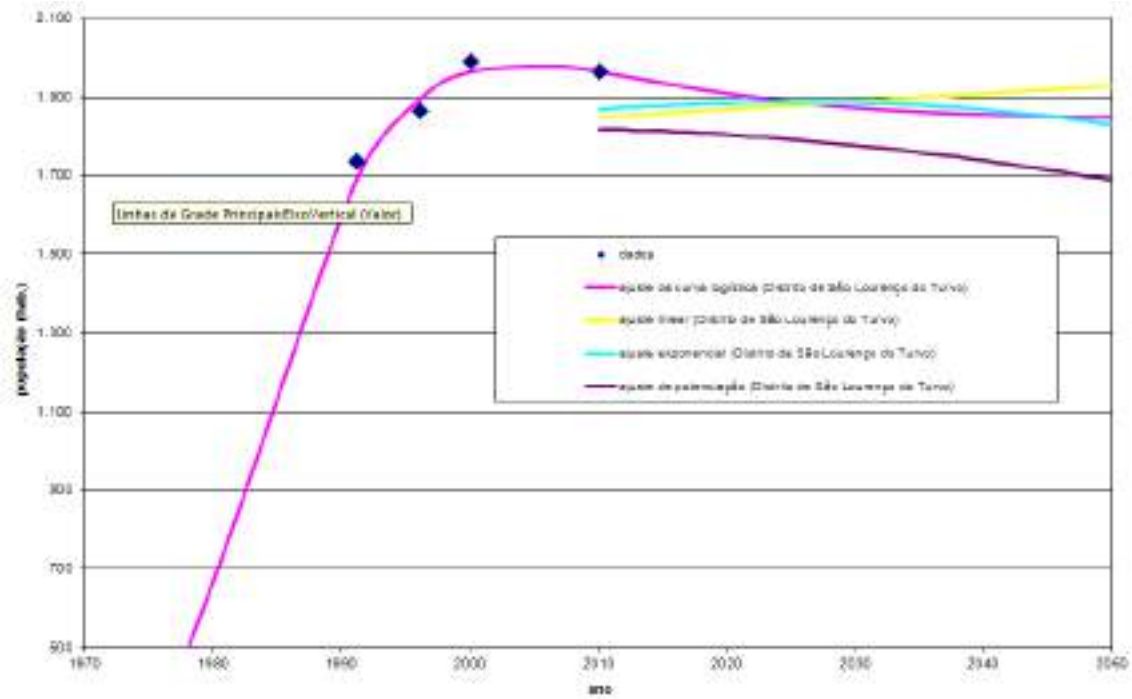
Para o distrito sede este estudo da projeção populacional pelos métodos de ajuste de curvas resultou no seguinte gráfico.

Ilustração 5 – Gráfico da projeção populacional para o distrito sede pelos métodos de ajuste de curvas



Para o distrito de São Lourenço do Turvo este estudo da projeção populacional pelos métodos de ajuste de curvas resultou no seguinte gráfico.

Ilustração 6 – Gráfico da projeção populacional para o distrito de São Lourenço do Turvo pelos métodos de ajuste de curvas



Tanto os resultados da correlação de dados como o gráfico acima demonstram que o ajuste da curva logística modificada demonstrou-se mais adequado para as projeções populacionais.

A população de Matão, portanto, para 2050 será de 78.960 hab., a população do distrito sede será de 77.112 hab. e a do distrito de São Lourenço do Turvo de 1.828 hab., pouco diferente das população atuais.

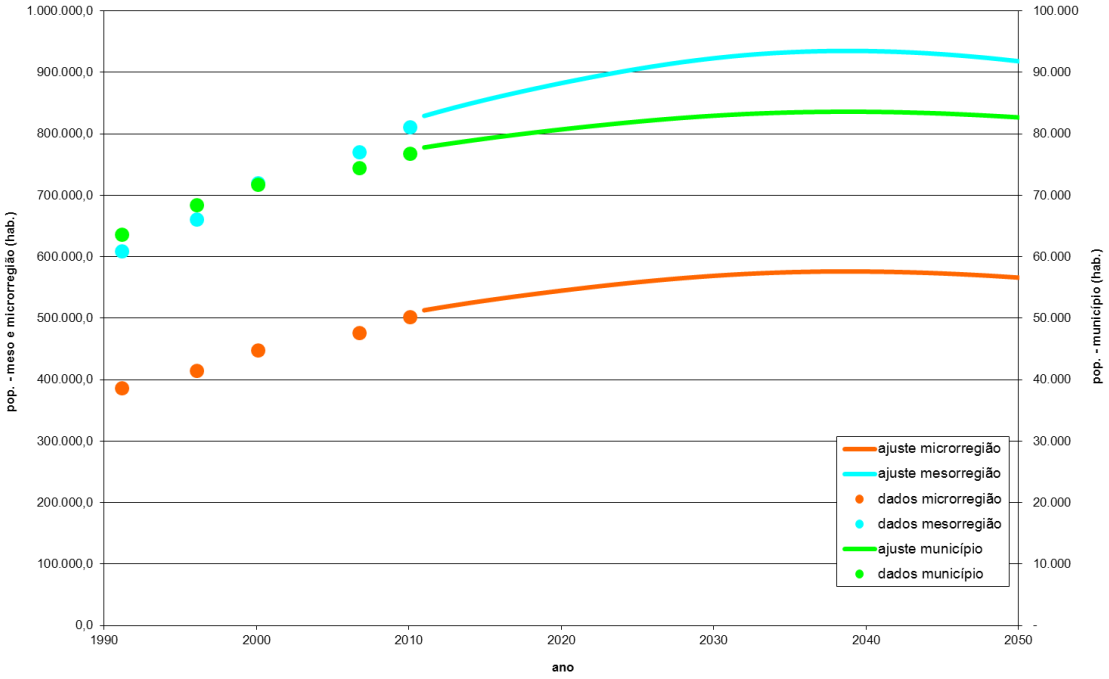
5.6.6. Resultados da Aplicação do Método das Componentes

Apesar da componente histórica das projeções populacionais no Brasil pelos métodos de ajuste de curvas, recentemente o IBGE (2000, 2008, 2011) adotou o método das componentes para a estimativa das populações em seus estudos. Esse fato levou aos

estudos independentes de projeção populacional a considerá-lo (e quase sempre adotá-lo) como sendo o método mais adequado.

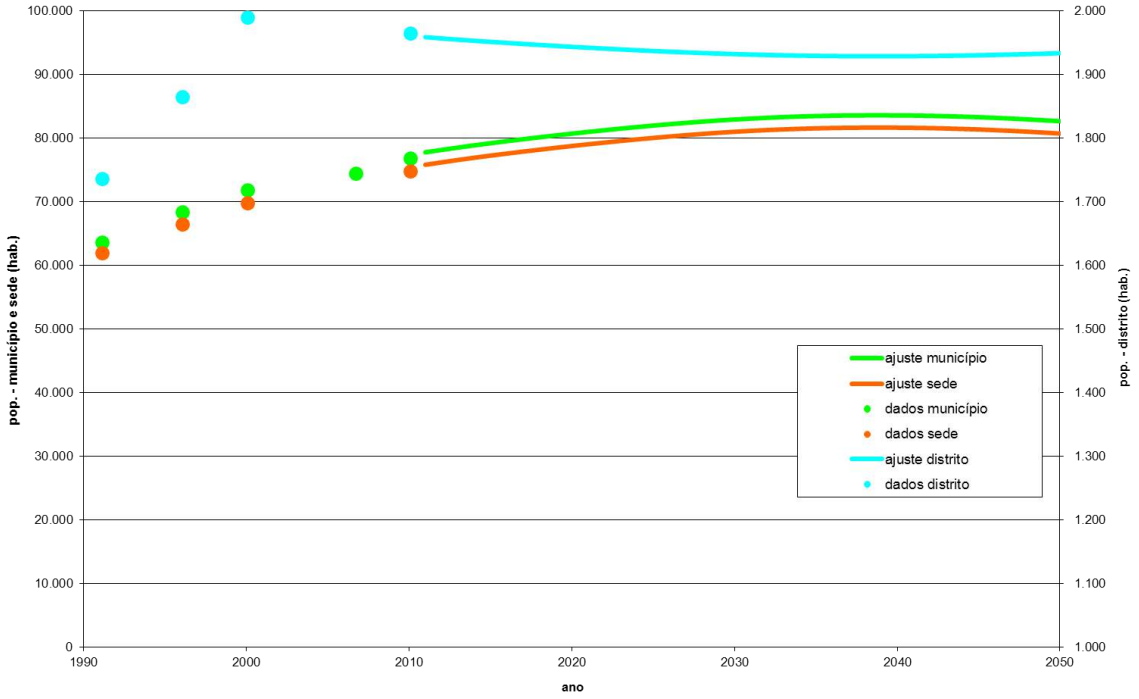
A projeção da população de Matão e suas micro e mesorregiões, pelo método das componentes resultou no seguinte gráfico:

Ilustração 7 – Gráfico da projeção populacional para o município e suas micro e mesorregiões pelo método das componentes



A projeção da população de Matão e seus distritos pelo método das componentes resultou no seguinte gráfico:

Ilustração 8 – Gráfico da projeção populacional para o município e suas micro e mesorregiões pelo método das componentes



A população de Matão pelo método das componentes, portanto, para 2050 será de 82.682 hab., mas de 83.599 hab. para o ano de 2039, após o qual a população brasileira de uma forma geral observará seu declínio numérico.

A população do distrito sede, pelo método das componentes, atingirá 81.670 hab. no ano de 2039 e 80.744 no ano de 2050.

A população do distrito de São Lourenço do Turvo, pelo método das componentes, atingirá 1.929 hab. no ano de 2.039.

O método das componentes não é adequado para projeção de populações muito pequenas, em geral de pequenos distritos municipal, daí o resultado contestável de redução de sua população até o ano de 2039 e depois aumento. Essa informação deverá ser desconsiderada, apenas de matematicamente estar correta.

5.6.7. Conclusão

Conclui-se que o município de Matão experimenta desde já uma nítida estagnação numérica de sua população total e urbana, com um

pico no ano de 2039 de aproximadamente 84 mil habitantes e depois decréscimo.

O estudo da projeção populacional, portanto, mostra que a adoção do perímetro de expansão urbano atual do plano diretor municipal como sendo a área de projeto/estudo deste plano diretor de macrodrenagem é uma estratégia bastante acertada.

6.1. HIDROGRAFIA REGIONAL

O Município de Matão está no extremo leste da Unidade de Gerenciamento de Recursos Hídricos Tietê-Batalha, gerenciada pelo Comitê da Bacia Hidrográfica do Tietê-Batalha, criado em dezembro de 1991 e instalado em setembro de 1996. Esse Comitê abrange uma área de 14.800 km², com 36 municípios, e uma população de aproximadamente 1.000.000 de habitantes.

Figura 16 – Divisão do Estado em Bacias Hidrográficas
Fonte: Plano de Bacia do TB 2008 – 2011

Figura 17 – Municípios da Bacia do Tietê/Batalha

Fonte: Plano De Saneamento

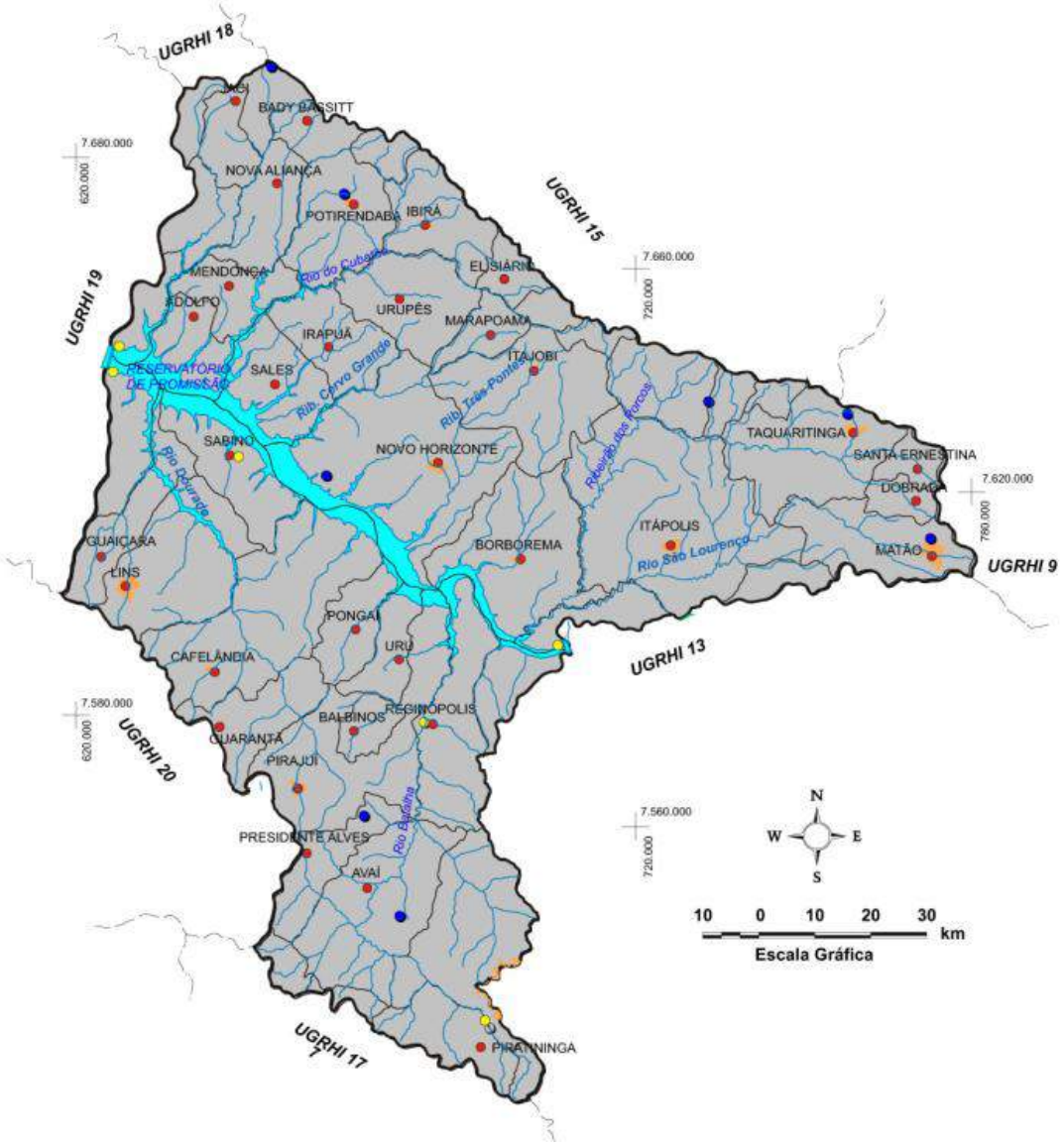


Figura 18 – Hidrografia da UGRHI 16 – Tietê Batalha

Fonte: Plano de Bacia do TB 2008 – 2011

A UGRHI 16 é subdividida em sub-bacias, Matão encontra-se na sub-bacia do Rio Lourenço e, aliás, em sua nascente.

6.2. FLUVIOMETRIA

O Rio São Lourenço/São Francisco e seus tributários em Matão não dispõem de registros fluviométricos. Em Itápolis, apenas, há um posto fluviométrico no Rio São Lourenço/São Francisco, porém muito distante da área urbana de Matão e com poucos dados; sua série iniciou em 23.set.1980, há dados até 31.jan.2003, mas com muitas lacunas.

Desse modo, neste Plano, serão utilizados métodos indiretos para a determinação de vazões.

Quadro 5 – Propriedades do posto fluviométrico em Itápolis no Rio São Lourenço / Rio São Francisco

Município	Prefixo	Nome	Latitude	Longitude	Área (Km²)	Curso d'Água	Prefixo ANA
Itápolis	5C-023	Fazenda Nossa Srª. Aparecida	21°38'56"	48°52'23"	877,00	São Lourenco, rio / São Francisco, rio	062798000

Fonte: DAEE

município	Matão	Matão	Matão
prefixo	C5-074	C5-077	C5-106
nome	Matão	Cambuí (Efa)	São Lourenço do Turvo
altitude	560 m	610 m	560 m
latitude	21°36'	21°39'	21°32'
longitude	48°21'	48°26'	48°31'
bacia	São Lourenço	Itaquere	São Lourenço
prefixo ANA	2148033	2148108	2148030
série	1941 a 2006	1942 a 1965	1970 a 2000

Em pesquisa realizada no Banco de Dados Hidrometeorológicos do DAEE, em Matão foram localizados 3 postos pluviométricos com dados disponíveis.

Quadro 6 – Lista dos postos pluviométricos disponíveis em Matão

município	Matão	Matão	Matão
prefixo	C5-074	C5-077	C5-106
nome	Matão	Cambuí (Efa)	São Lourenço do Turvo
altitude	560 m	610 m	560 m
latitude	21°36'	21°39'	21°32'
longitude	48°21'	48°26'	48°31'
bacia	São Lourenço	Itaquerê	São Lourenço
prefixo ANA	2148033	2148108	2148030
série	1941 a 2006	1942 a 1965	1970 a 2000

Fonte: DAEE

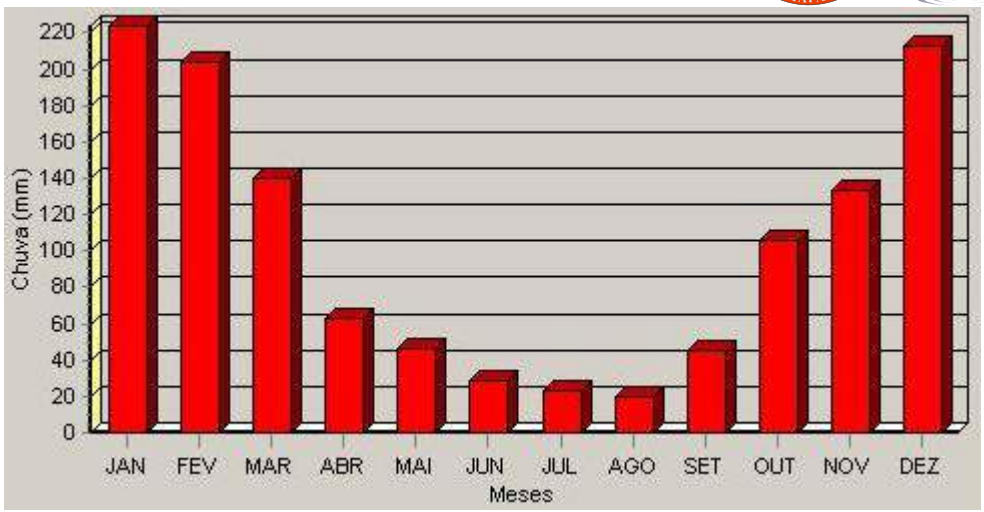


Figura 19 – Pluviograma acumulado médio mensal do posto pluviométrico C5-074

Fonte: DAEE

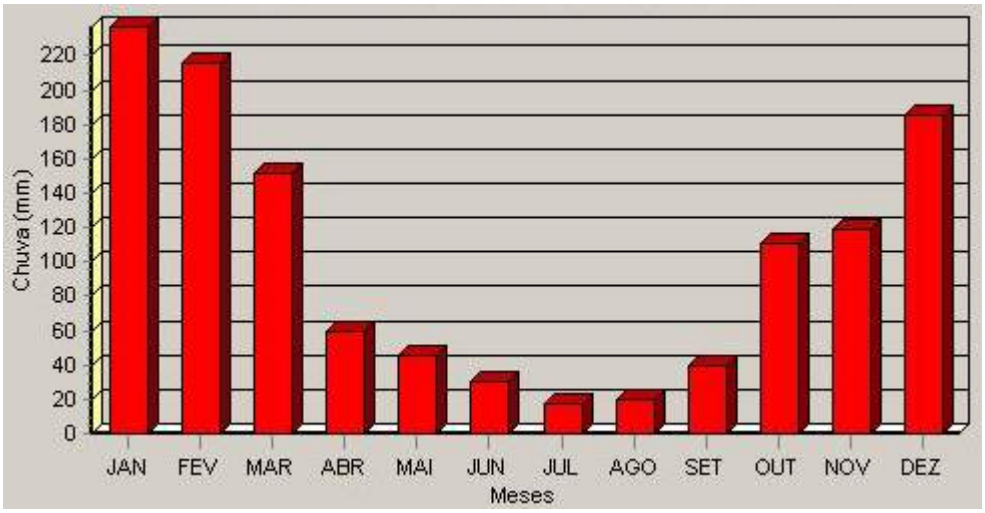


Figura 20 – Pluviograma acumulado médio mensal do posto pluviométrico C5-077

Fonte: DAEE

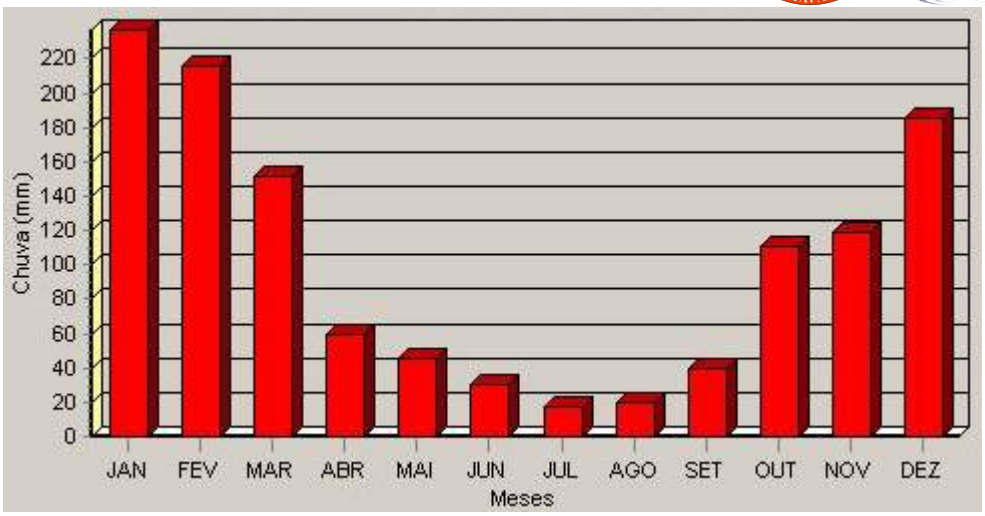


Figura 21 – Pluviograma acumulado médio mensal do posto pluviométrico C5-106

Fonte: DAEE

6.1. PLUVIOGRAFIA

O posto C5-106 também é um posto pluviográfico.

Seus dados, no entanto abrangem uma séria muito restrita de apenas 16 anos. Isso não permite o estudo de uma equação IDF ou um estudo da distribuição da intensidade da precipitação no tempo confiáveis.

O estudo hidrológico será, portanto, direcionado a utilizar a equação IDF e a distribuição da precipitação no tempo de outro posto pluviográfico próximo.

6.2. CHUVAS INTENSAS

A quantificação das chuvas intensas é de grande importância em Engenharia de Recursos Hídricos, sendo importante nos cálculos relativos ao dimensionamento, segurança e funcionamento das obras de macro e micro drenagem.

Considera-se uma chuva intensa aquela que provoca cheias nos sistemas de drenagem, capazes de gerar escoamentos pluviais próximos ou superiores à capacidade das calhas dos rios.

O frequente e inadequado funcionamento de um sistema de drenagem é incompatível com as exigências atuais da sociedade,

devendo, portanto, ser corrigido a fim de se garantir seu bom funcionamento para os eventos críticos de precipitação.

Estas chuvas podem ser quantificadas por meio da equação de Intensidade-Duração-Frequência (desenvolvido pelo DAEE) ou por dados reais. Segundo CANHOLI (2005), à medida que o projeto se torna mais complexo, cresce a necessidade de utilizar registros históricos (cronológicos) de precipitação que muitas vezes não são disponíveis. Nesse caso, dados de locais próximos poderão ser utilizados, porém comprometendo a confiabilidade dos resultados.

A seguir serão apontados alguns métodos para a quantificação da chuva de projeto e o método adotado pela empresa para a determinação da quantificação da chuva neste estudo.

6.2.1. Equações de Intensidade – Duração – Frequência de Chuva

As equações IDF oficiais para o Estado de São Paulo foram publicadas pelo DAEE no trabalho de Martinez e Magni, 1999.

Essas equações estão na forma apresentada a seguir.

$$i(t,T) = A \cdot (t+B)^{C} + D \cdot (t+E)^{F} \cdot \left[G + H \cdot \ln\left(\ln\left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right]$$

Equação 1 – IDF típica de Martinez e Magni, 1999

Em que:

- i : intensidade de chuva, em mm/h;
- t : duração da chuva, em min (10 ≤ t ≤ 1440 min);
- T : período de retorno, em anos (2 ≤ T ≤ 200 anos).

Em número de 30, as equações oficiais do DAEE foram escolhidas, estudas e publicadas de forma que sua distribuição forma suficientemente adequada para abranger as características hidrometeorológicas do Estado de São Paulo, como mostra a figura.

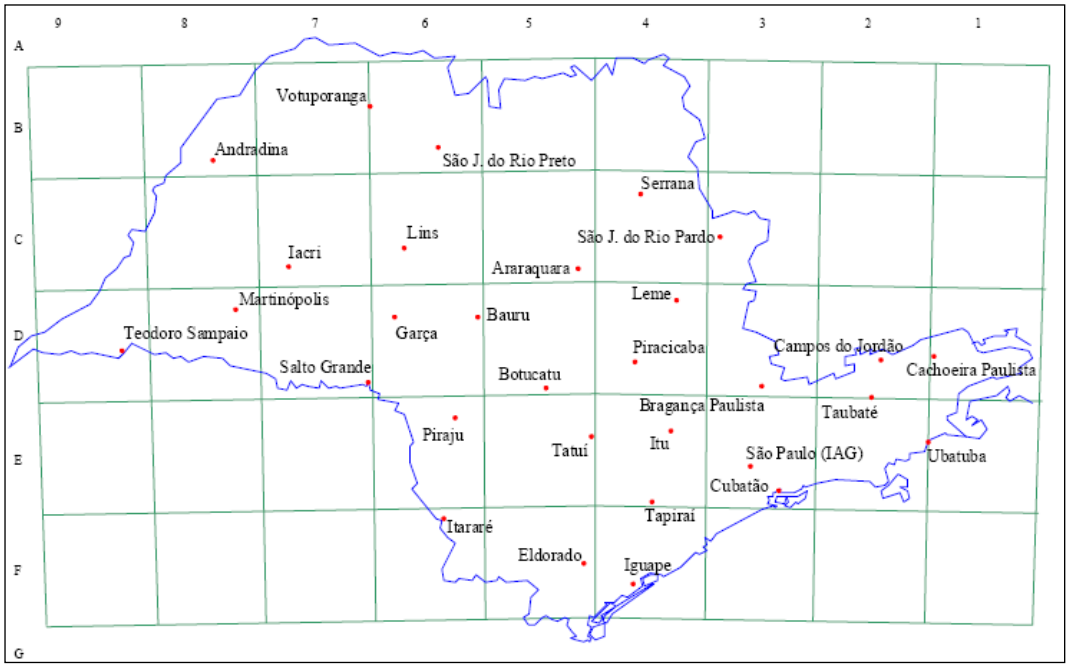


Figura 22 Locais selecionados para elaboração de equações
Fonte: DAEE (1999).

A discussão acerca da escolha da equação de chuva que melhor se adéqua às necessidades do presente estudo está apresentada a seguir.

6.2.2. Escolha da Equação IDF

O município de Matão não possui equação de chuva própria. Para os estudos hidrológicos dessa área, portanto, é preciso escolher a equações de chuva dos municípios próximos que compartilhem de características hidrometeorológicas semelhantes ou que desempenhem valores de precipitação superiores.

As equações IDF oficiais do DAEE mais próximas de Matão são a Equação IDF de Araraquara e de Bauru.

A equação IDF de Bauru encontra-se na mesma região hidrográfica que Matão, porém está muito, muito distante da área de estudo. A equação IDF de Araraquara não se encontra na mesma região hidrográfica que Matão, mas está relativamente muito próxima da área de estudo.

A equipe deste estudo escolhe a equação IDF de Araraquara.

São alguns dados das Equações IDF de Araraquara

Nome da estação: Chibarro – C5-017R

Coordenadas geográficas: Lat. 21°53'S; Long. 48°09'W

Altitude: 580 m

Períodos de dados utilizados: 1970; 1973-91; 1993-95; 1997 (24 anos)

Equação para $10 \leq t \leq 105$:

$$i_{t,T} = 32{,}4618\ (t+15)^{-0{,}8684} + 2{,}1429\ (t+15)^{-0{,}5482} \cdot [-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln \ln(T/T-1)] \quad (3.7)$$

Equação para $105 < t \leq 1440$:

$$i_{t,T} = 32{,}4618\ (t+15)^{-0{,}8684} + 18{,}4683\ (t+15)^{-0{,}9984} \cdot [-0{,}4772 - 0{,}9010 \ln \ln(T/T-1)] \quad (3.8)$$

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

t: duração da chuva em minutos;

T: período de retorno em anos.

Figura 23 – Quadro resumo da Equação IDF de Araraquara

Fonte: Martinez e Magni, 1999

Quadro 7 – Altura total precipitada a partir da equação IDF de Araraquara

Duração t (minutos)	Período de retorno T (anos)								
	2	5	10	15	20	25	50	100	200
10	19,3	23,0	25,5	26,9	27,9	28,7	31,0	33,3	35,6
20	28,7	35,0	39,1	41,4	43,0	44,3	48,2	52,0	55,8
30	34,5	42,7	48,1	51,1	53,3	54,9	60,0	65,0	70,0
60	44,1	56,4	64,5	69,1	72,3	74,8	82,5	90,1	97,6
120	52,6	69,5	80,7	87,0	91,4	94,8	105,3	115,7	126,1
180	57,4	75,0	86,6	93,2	97,8	101,3	112,2	123,0	133,8
360	65,3	83,6	95,7	102,6	107,3	111,0	122,4	133,6	144,8
720	73,1	91,8	104,1	111,1	116,0	119,8	131,3	142,8	154,3
1080	77,7	96,5	109,0	116,0	120,9	124,7	136,4	148,0	159,5
1440	81,0	99,9	112,4	119,5	124,4	128,2	140,0	151,6	163,2

Fonte: Martinez e Magni, 1999

Para estudo de macrodrenagem é praxe adotar tempos de recorrência mínimos de 100 anos e durações de chuva a partir de 90 min. Assim sendo, por comparação simples, fica escolhida a IDF de Araraquara para o estudo de transformação chuva-vazão em Matão.

6.3. HIETOGRAMA DE PROJETO

O hietograma é representação gráfica da distribuição da intensidade da chuva no tempo ou, quando discretizado em blocos de chuva, é a altura precipitada em cada intervalo de tempo.

Um hietograma de projeto é a distribuição da altura precipitada ou da intensidade da chuva de projeto no tempo.

Hietogramas de projeto podem ser utilizados para a verificação dos efeitos da distribuição da chuva no tempo em uma bacia hidrográfica.

Estudos hidrológicos de bacias complexas, algumas vezes, fazem uso de hietogramas de projeto não sintéticos, baseados em estudos das chuvas intensas de um posto pluviográfico disponível, por representarem melhor os eventos de chuva intensa esperados em termo probabilísticos. A utilização desses hietogramas, portanto, confere ao estudo maior confiabilidade e permite ao projetista a não adoção de coeficientes de segurança demasiadamente altos que, por sua vez, acarretam em intervenções mais custosas.

Diversos são os métodos de elaboração dos hietogramas de projeto encontrados na literatura técnica.

Apresenta-se a seguir o Método de Huff, 1967 adaptado neste estudo para a obtenção da distribuição de chuva de Matão.

6.3.1. Método de Huff

Huff (1967) desenvolveu quatro distribuições temporais para chuvas intensas com durações superiores a três horas, para a região Centro-oeste do Estado de Illinois (EUA). Foram analisados 11 anos de registros de chuvas de uma rede de 49 postos pluviográficos distribuídos em uma área de 1.000 km².

Estes registros foram divididos em quatro grupos, cada um considerando ¼ da duração da chuva, de acordo com o instante de ocorrência do pico de intensidade da precipitação.

Para cada um desses grupos, denominados quartis, foram desenvolvidos os padrões médios de distribuição temporal. As precipitações intensas de curta duração foram classificadas no primeiro quartil.

A partir de então, procedeu-se à correlação entre a duração da chuva e o quartil que melhor representa o fenômeno:

- 1° e 2° quartis: t_d < 12h
- 3° quartil: 12h < t_d < 24h
- 4° quartil: t_d > 24h

E conforme sua análise mais de 50% dos eventos analisados atendeu estas condições.

6.3.2. METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO CONFORME O MÉTODO DE HUFF

A partir dos dados obtidos, e com a devida correção da unidade da altura precipitada total, foram calculados dois índices de criticidade por evento que juntos foram utilizados para escolha dos eventos mais críticos das séries: intensidade total do evento chuvoso e sua normalização, e a intensidade do intervalo de maior intensidade de precipitação e sua normalização.

$$Int.média_i = \frac{altura.precipitada_i}{duração total_i}$$

Equação 2 – Cálculo do índice de intensidade máxima por evento
Fonte: interna

$$Int.média normalizada_i = \frac{Int.média_i}{máx(Int.média_j, de\ j = 1\ até\ n)}$$

Equação 3 – Cálculo do índice de intensidade máxima por evento
Fonte: interna

$$Int.período_i = máx(Int.10\min_i, Int.20\min_i, Int.30\min_i, \cdots, Int.1440\min_i)$$

Equação 4 – Cálculo do índice de intensidade máxima por evento
Fonte: interna

$$Int.período normalizada_i = \frac{Int.período_i}{máx(Int.período_j, de\ j = 1\ até\ n)}$$

Equação 5 – Cálculo do índice de intensidade máxima por evento
Fonte: interna

Estes dois índices foram somados (Equação 49) e novamente normalizados (Equação 50).

$$Int.final_i = Int.média.normalizada_i + Int.período.normalizada_i$$

Equação 6 – Cálculo do índice de intensidade máxima por evento

Fonte: interna

$$Int.final.normalizada_i = máx(Int.final_j, de\ j = 1\ até\ n)$$

Equação 7 – Cálculo do índice de intensidade máxima por evento

Fonte: interna

Foram calculadas as precipitações acumuladas dos eventos chuvosos por período, bem como os percentuais das durações dos eventos chuvosos entre 0% e 100%, em intervalos de 5%. Na sequência foi obtido, para cada percentual de duração dos eventos chuvosos, o percentual de ocorrência da altura da precipitação acumulada total.

A partir destas informações foram obtidas as seguintes distribuições temporárias:

- média simples de todas as distribuições temporais dos eventos chuvosos da série;
- média ponderada das distribuições temporais dos eventos chuvosos da série considerando como fator de ponderação a precipitação total de cada evento (simplificadamente chamado neste relatório de "por massa" precipitada).

Além disso, da série foram escolhidos os 15 eventos chuvosos considerados mais críticos conforme o índice final de intensidades explicitado acima. Desta série de 15 eventos foram então calculadas as distribuições temporais de chuva:

- média simples da distribuições temporais dos eventos chuvosos dos 15 mais críticos eventos da série;
- média ponderada das distribuições temporais dos 15 eventos chuvosos mais críticos da série considerando como fator de ponderação a precipitação total de cada evento.

Dentre os resultados obtidos do estudo dos eventos chuvosos, cabe destacar sua classificação que cada distribuição poderá receber:

- Eventos do 1º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso até os primeiros 25% de sua duração;
- Eventos do 2º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso entre 25% e 50% de sua duração total;
- Eventos do 3º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso entre 50% e 75% de sua duração total;
- Eventos do 4º Quartil: Se ocorreu mais de 50% da altura total do evento chuvoso somente após os 75% de sua duração total;

Além disso, para o posto supracitado foram realizados dois tipos de estudo da distribuição temporal de chuvas:

Tipo 1: Considerando-se a metodologia apresentada;

Tipo 2: Considerando os eventos próximos a 180 min.

Para o e estudo "Tipo 2", a equipe optou escolheu do conjunto completo de eventos chuvosos apenas aqueles que tivessem duração igual ou superior a 60 min.

Esta duração (60 min) foi escolhida com base na experiência da equipe no que se refere a chuva mais crítica para cidades de médio porte do interior paulista.

Assim, para os estudos do "Tipo 2", a equipe filtrou os eventos de entrada para aqueles que apresentaram duração igual ou superior a 60 min e truncou (recortou) os eventos com duração superior à 60 min à altura precipitada acumulada em 60 min.

Os resultados obtidos em cada posto pluviográfico estão apresentados a seguir.

6.3.2.1. ESTUDO TIPO 1

A distribuição de chuva observada para a distribuição média dos eventos e para a distribuição média dos eventos "por massa" do posto pluviográfico escolhido pode ser observada no gráfico abaixo.

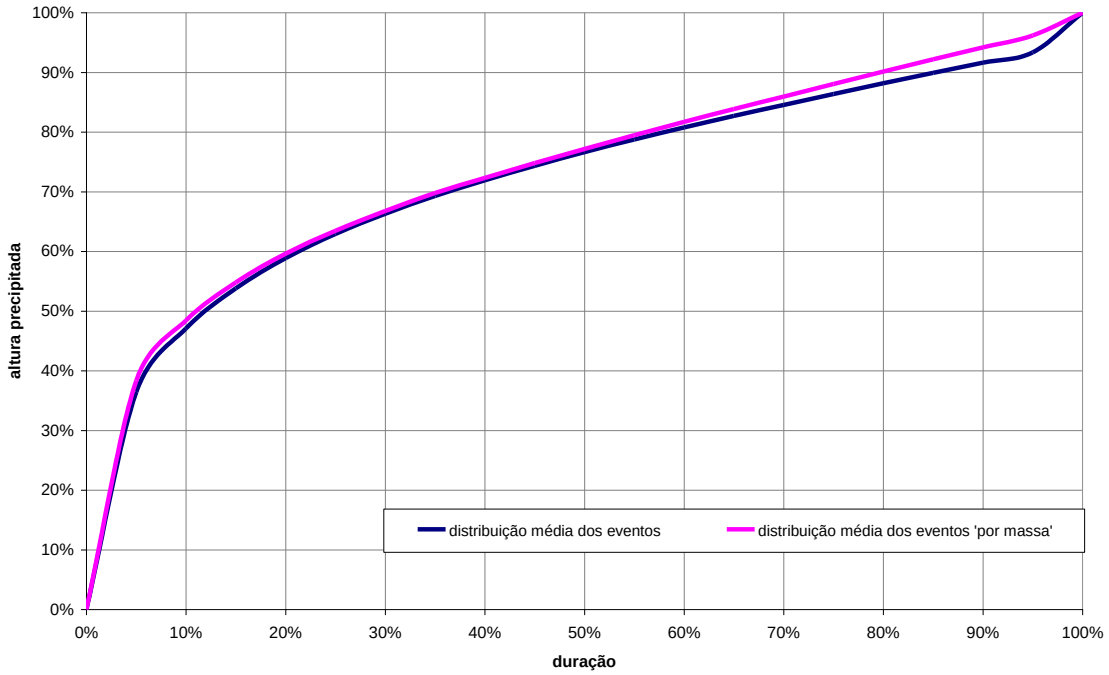


Gráfico 1 – Distribuição da Chuva – Resultados Intermediários

O Quadro apresenta os resultados obtidos desta classificação por quartil:

Quadro 8 – Resultados do Estudo da Série Histórica do Posto Pluviográfico escolhido

Quartil	N º.eventos	Percentual	Altura média prec. (mm)
1	531	72,4%	30,0
2	161	22,0%	32,4
3	27	3,7%	4,1
4	14	1,9%	0,1
total	733	100%	36,8

O Quadro a seguir mostrou a precipitação registrada no Posto Pluviográfico escolhido, em que observa-se por meio da divisão das durações dos eventos por quartis, que a distribuição temporal dos eventos chuvosos na região é tal que chove prioritariamente metade da altura precipitada antes da metade de sua duração, estando os eventos alocados em sua maioria nos 1º e 2º Quartis.

Os 15 eventos mais críticos do Posto Pluviográfico escolhido estão listados no quadro a seguir.

Quadro 9 – Duração e Precipitação observadas nos 15 eventos mais críticos do Posto Pluviográfico escolhido

Data e hora de início	Evento	15 Críticos	DC min	P mm
12/2/1977 18:20	1	93,7%	1.575	39,90
5/12/1976 14:40	2	91,4%	540	34,20
13/1/1973 19:50	3	81,9%	570	62,70
14/3/1976 16:10	4	78,6%	590	8,70
2/12/1974 20:30	5	77,0%	730	29,10
22/3/1975 20:50	6	76,0%	50	9,10
28/11/1977 13:40	7	75,4%	690	60,10
17/2/1975 13:50	8	75,1%	110	8,10
16/2/1974 00:00	9	74,2%	710	12,10
30/12/1975 15:10	10	70,5%	2.990	59,50
3/2/1982 14:40	11	69,0%	1.480	52,50
31/1/1975 17:20	12	66,3%	240	21,30
18/1/1970 18:25	13	64,8%	2.675	154,70
7/3/1981 17:40	14	63,3%	50	12,20
29/11/1977 11:50	15	61,5%	110	31,40

A distribuição temporal da média ponderada destes 15 eventos mais críticos do Posto Pluviográfico escolhido é mostrada no Gráfico 6 a seguir.

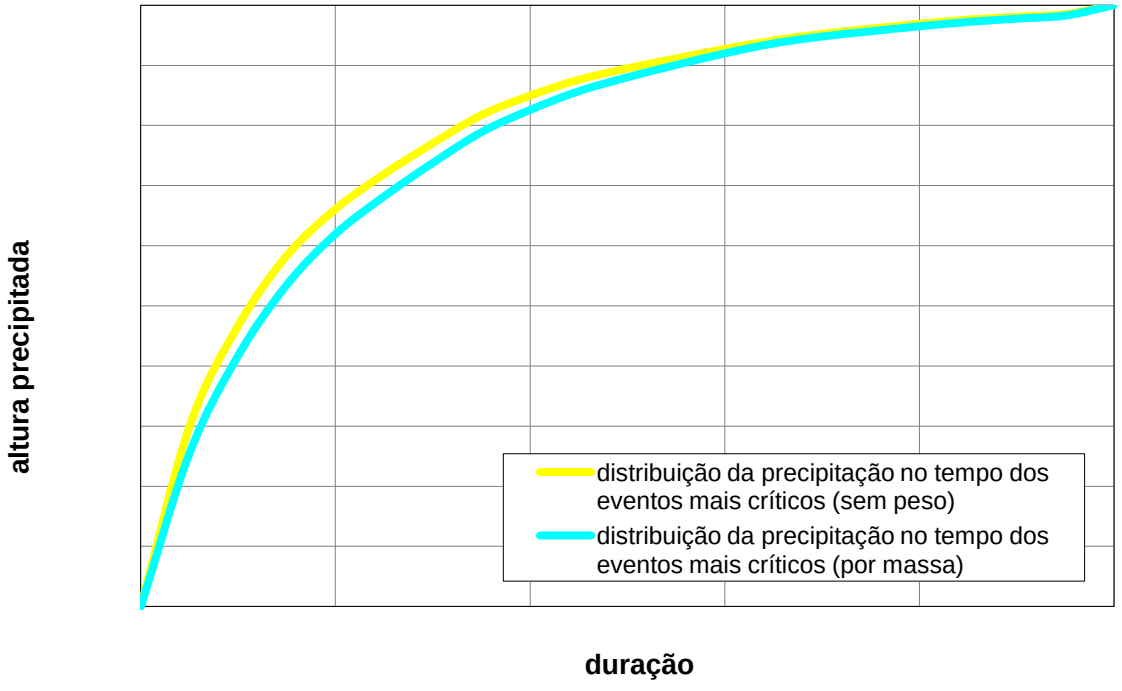


Gráfico 2 – Distribuição da Chuva – Resultado Final para os eventos mais críticos da Série do Posto Pluviográfico escolhido

O Gráfico 7 mostra o resultado do estudo da evolução de seus índices máximos de precipitação conforme a discretização temporária dos eventos chuvosos proposta pelo DAEE (10, 20, 30, 60, 120, 180, 320, 720, 1080, 1440 min).

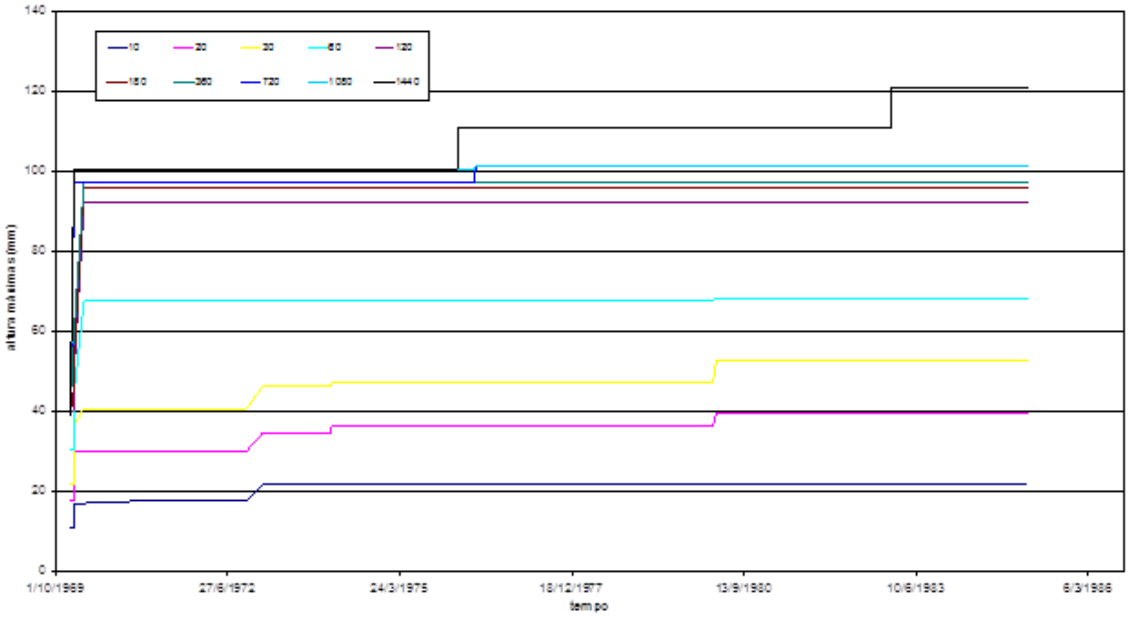


Gráfico 3 – Verificação da Estabilização da Série Histórica do Posto Pluviográfico escolhido

A série histórica do Posto Pluviográfico escolhido parece demonstrar uma assíntota de seus índices de precipitação máximos, da maioria das durações estudadas bem antes do final da série.

A ocorrência dessa assíntota nos índices de precipitação máxima bastante antecipada em relação ao final da série de dados do Posto Pluviográfico escolhido demonstra que a série utilizada é extensa o suficiente para estudos que envolvam riscos e custos altos. Essa verificação tem um impacto positivo muito significativo na escolha das informações desse Posto no que se refere à sua confiabilidade.

De acordo com o gráfico pode-se concluir que, para a duração de:

- 10 min – O evento máximo, de 21,60 mm, ocorreu em 13/1/1973.
- 20 min – O evento máximo, de 39,70 mm, ocorreu em 3/4/1980.
- 30 min – O evento máximo, de 52,68 mm, ocorreu em 3/4/1980.

- 60 min – O evento máximo, de 68,40 mm, ocorreu em 3/4/1980.
- 120 min – O evento máximo, de 92,28 mm, ocorreu em 13/3/1970.
- 180 min – O evento máximo, de 95,94 mm, ocorreu em 13/3/1970.
- 360 min – O evento máximo, de 97,56 mm, ocorreu em 13/3/1970.
- 720 min – O evento máximo, de 101,52 mm, ocorreu em 6/6/1976.
- 1080 min – O evento máximo, de 101,52 mm, ocorreu em 6/6/1976.
- 1440 min – O evento máximo, de 120,96 mm, ocorreu em 13/1/1983

6.3.2.2. ESTUDO TIPO 2

A distribuição de chuva observada para a distribuição média dos eventos do Posto Pluviográfico escolhido e para a distribuição média dos eventos e "por massa" pode ser observada no gráfico abaixo para eventos chuvosos de até 180 min.

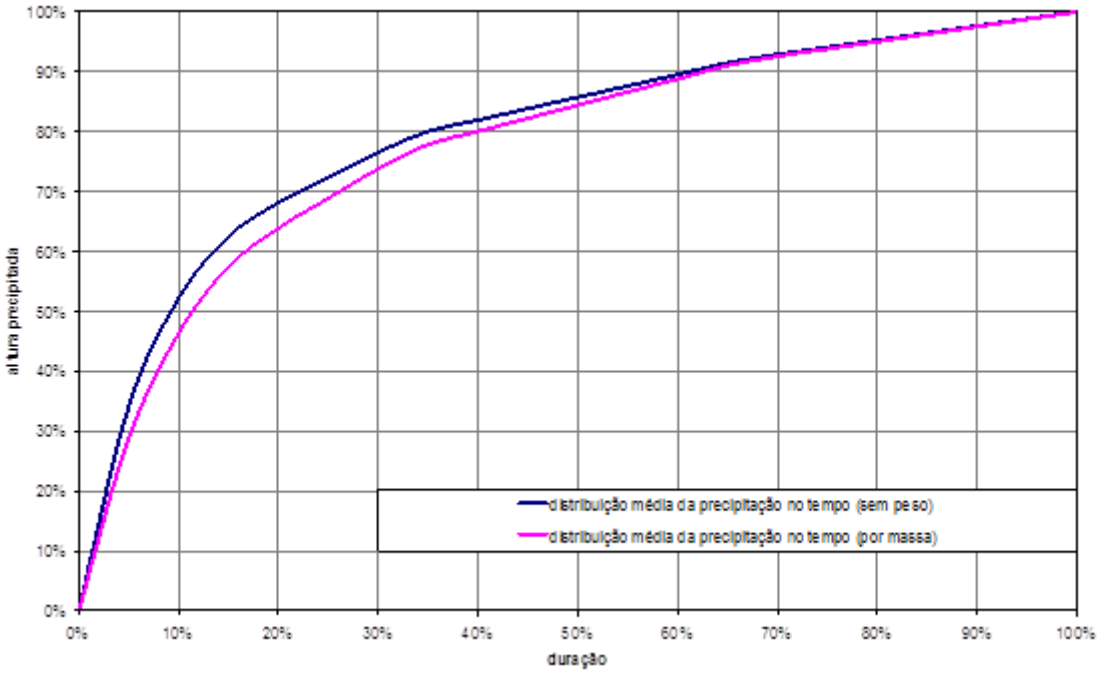


Gráfico 4 – Distribuição da Chuva – Resultados Intermediários do Posto Pluviográfico escolhido

O Gráfico 6 apresenta os resultados obtidos desta classificação por quartil estão apresentados no quadro a seguir:

Quadro 10 – Resultados do Estudo da Série Histórica do Posto Pluviográfico escolhido

Quartil	nº. eventos	Percentual	Altura média prec. (mm)
1	454	86,0%	20,4
2	74	14,0%	23,9
3	0	0,0%	n.d.
4	0	0,0%	n.d.
Total	528	100%	19,4

O Gráfico a seguir mostra a precipitação registrada no Posto Pluviográfico escolhido em que observa-se por meio da divisão das durações dos eventos por quartis, que a distribuição temporal dos eventos chuvosos na região é tal que chove prioritariamente metade da altura precipitada antes da metade de sua duração, estando os eventos alocados em sua maioria nos 1º e 2º Quartis.

Os 15 eventos mais críticos estão listados no quadro a seguir.

Quadro 11 – Duração e Precipitação observadas nos 15 eventos mais críticos do Posto Pluviográfico escolhido

Data e hora de início	Evento	15 Críticos	DC min	P mm
3/4/1980 16:50	1	98,6%	180	11,88
16/2/1974 00:00	2	91,3%	180	11,52
13/3/1970 14:45	3	88,4%	180	55,44
2/12/1974 20:30	4	87,9%	180	18,18
13/1/1973 19:50	5	85,6%	180	45,18
7/3/1981 17:40	6	76,1%	-	-
19/12/1970 14:20	7	74,2%	180	95,94
9/10/1980 04:05	8	72,7%	180	40,50
18/1/1970 18:25	9	70,5%	180	46,26
22/2/1976 16:10	10	69,9%	180	14,40
19/1/1985 12:10	11	69,2%	180	10,62
24/9/1983 08:50	12	69,1%	180	14,22
16/4/1985 05:30	13	68,5%	180	14,76
30/12/1975 15:10	14	67,0%	180	16,38
13/1/1983 13:05	15	67,0%	-	-

A distribuição temporal da média ponderada destes 15 eventos mais críticos é mostrada no gráfico a seguir.

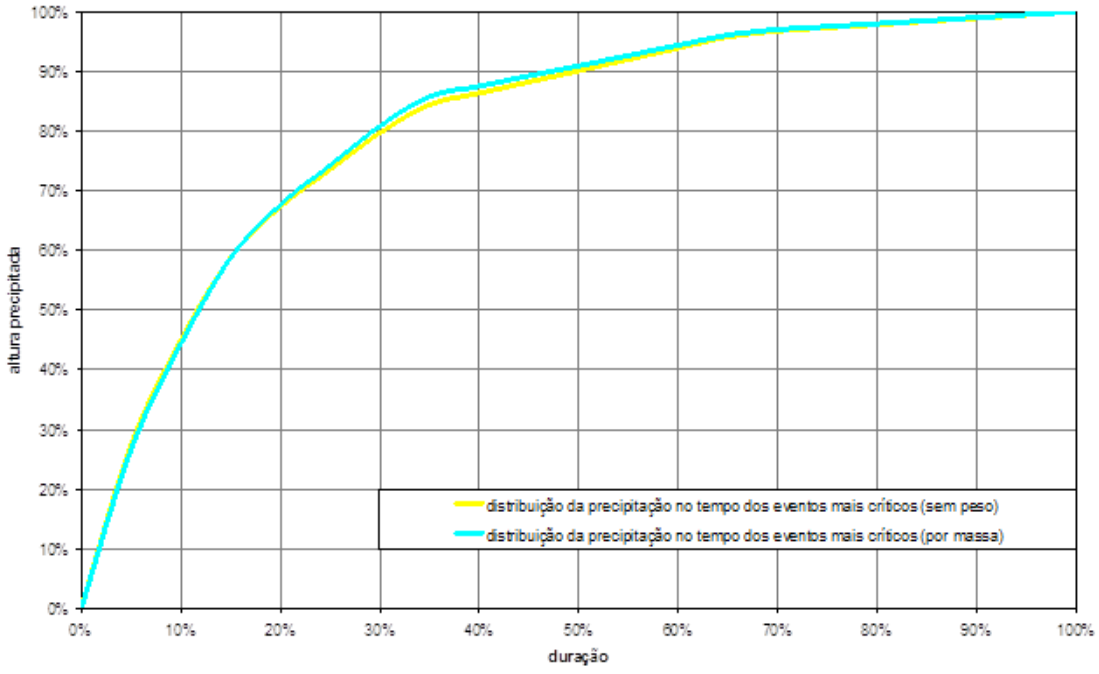


Gráfico 5 – Distribuição da Chuva – Resultado Final para os eventos mais críticos

A distribuição da precipitação utilizada no modelo de simulação chuva-deflúvio apresentado é a curva "cian" apresentada no gráfico anterior, ou seja, a distribuição dos 15 maior intensos eventos

chuvosos com duração até 180 min, ponderados através de sua altura precipitada.

7.1. ASPECTOS GERAIS

Os modelos de simulação são ferramentas essenciais ao gerenciamento dos recursos hídricos, dada as constantes alterações ocorridas no ciclo hidrológico devido às ações antrópicas ou mesmo naturais.

As alterações supracitadas, principalmente sobre o uso do solo são de difícil quantificação, sendo necessário por vezes recorrer às técnicas de sensoriamento remoto, fotografias aéreas e imagens de satélite, que fornecem informações espaciais.

Outro desafio na representação dos fenômenos hidrológicos refere-se à modelagem do sistema de drenagem em uma dada bacia hidrográfica, com caracterização o mais próximo da realidade quanto possível da calha fluvial, das declividades do terreno, da composição da superfície em que se processa o escoamento, entre outros elementos.

Dentre os elementos que dificultam a representação do sistema de drenagem destacam-se, conforme Alcoforado (2006), os diferentes tipos de solo, vegetação, clima, dentre outras características naturais; bem como ações antrópicas, tais como desmatamento ou aumento das áreas impermeáveis.

Neste sentido surgem os modelos de simulação que buscam auxiliar os técnicos e tomadores de decisão no diagnóstico e prognóstico do sistema de drenagem. De acordo com Alcoforado (2006), os modelos de simulação do processo "chuva x vazão", ou modelos hidrológicos, por exemplo, permitem reconstituir séries de vazões, realizar previsões e simular situações especiais, procurando representar o comportamento da bacia hidrográfica. A autora cita ainda que em complementação à simulação hidrológica, é preciso

compreender como se processa o escoamento na rede de drenagem: canais e rios, indicando para tanto os modelos hidrodinâmicos.

7.2. MODELOS HIDRÁULICO-HIDROLÓGICOS

De acordo com Souza (2008), modelos são representações de algum objeto ou de algum sistema real, podendo colaborar, no caso da hidrologia com o melhor entendimento dos fenômenos físicos que ocorrem em uma bacia hidrográfica, representando-os teoricamente e possibilitando ainda a previsão das condições futuras.

Segundo Barth (1987) apud Souza (2008), os modelos são capazes de reconstituir séries hidrológicas, simular condições críticas e estudar o comportamento dos sistemas hidrológicos, sendo, portanto, fundamentais no gerenciamento dos recursos hídricos.

Conforme citado pela mesma autora há uma vasta diversidade de modelos utilizados no gerenciamento dos recursos hídricos, cujo objetivo pode ser a simulação das operações em reservatórios, redes de canais e condutos, qualidade das águas em rios e reservatórios, gestão de sistemas múltiplos (canais, estações de tratamento, reservatórios), geração estocástica de vazões, processo precipitação-vazão, entre outros.

Os modelos usuais observados na literatura foram classificados por Righetto (1998) e Tucci (1998) da seguinte maneira (Souza, 2008):

- contínuo ou discreto;
- concentrado ou distribuído
- conceitual ou empírico;
- estocástico (probabilístico) ou determinístico;
- geomorfológicos ou baseados na topografia.

Dentre os modelos citados pela autora, destacam-se:

- DRENG-P21A (Machado, 1981)

- HIDRO-SHS (Silva, 2003)
- Método Muskingum clássico e suas variações para escoamento em rios
- Método de Puls para escoamento/operação em reservatórios

Os Modelos hidráulico-hidrológicos podem ser classificados ainda por sua finalidade, como sendo:

- Quantidade
- Modelos chuva-vazão
- Balanço hídrico de açudes (um ou mais açudes)
- Propagação de ondas enchentes
- Águas subterrâneas
- Qualidade
- Dispersão de poluentes em rios e lagos
- Dispersão de poluentes em aquíferos
- Equacionamento
- Equação da continuidade
- Equação da quantidade de movimento

Vale lembrar que a implantação computacional dos modelos tem sido desenvolvida principalmente em Fortran para sistema operacional DOS, e as interfaces gráficas (Windows) Delphi, Visual Basic, entre outros. Atualmente, alguns modelos estão sendo reescritos em Java, C^{++} (Programação Orientada a Objetos), entre outros.

7.3. MODELOS HIDRODINÂMICOS

Os modelos hidrodinâmicos têm por objetivo complementar e agir paralelamente aos modelos hidráulico-hidrológicos na compreensão do processo de escoamento na rede de drenagem: canais e rios, podendo estes estar ou não sujeitos à influência das marés.

Estes modelos de simulação buscam através de equações matemáticas representarem fenômenos de variação de vazão ou velocidade, profundidade do escoamento e características físicas da calha fluvial, por meio de formulações matemáticas.

De acordo com Alcoforado (2006), as equações de Saint-Venant completas são indicadas por Cirilo (1991) e Baptista et al. (2003) como a formulação mais apropriada para se obter precisão nas simulações de vazões e níveis em um rio, considerando o escoamento como não-permanente, mais comumente observada em canais naturais.

Conforme lembra Alcoforado (2006), os modelos hidrodinâmicos usualmente consideram os afluentes e o escoamento superficial difuso como contribuições laterais, dado o uso das equações de Saint-Venant que não possibilitam a incorporação da chuva e de características da bacia. No caso de não haver dados confiáveis do escoamento na calha é indicado o uso de modelos hidrológicos.

De acordo com Meller (2004), os modelos hidrodinâmicos podem ser classificados em simplificados ou completos, de acordo com a consideração ou não dos termos da equação do momento. Se forem desprezados os termos de inércia e pressão, tem-se o modelo da onda cinemática, contudo impossibilitam-se a simulação de fenômenos tais como efeitos de jusante sobre o escoamento.

Nestas situações pode ser utilizado um modelo de difusão, negligenciando somente os termos de inércia na equação da continuidade. Segundo Tucci (2001) apud Meller (2004), este modelo não deve ser utilizado quando há grande variação espacial e temporal da velocidade no sistema. Os modelos anteriores também são chamados de hidrodinâmicos simplificados.

Segundo o mesmo autor, os modelos que resolvem as equações em sua forma completa são chamados de hidrodinâmicos completos, podendo representar com precisão os fenômenos mais importantes

do escoamento em canais. Villanueva (2003) citam que a comparação entre os modelos simplificados e completos é importante no processo de escolha e envolve propriedades como precisão, facilidade de aplicação, uso e objetivo dos resultados, base de dados existentes, economia e outros fatores.

7.4. MÉTODOS PARA O DIAGNÓSTICO DE MODELOS HIDRÁULICO-HIDROLÓGICOS

O estudo da Macrodrenagem de uma ou mais bacias hidrográficas tem como objetivo calcular as vazões de pico, e promover o dimensionamento adequado de estruturas que deverão suportar o volume excedente de chuvas provocado pela impermeabilização e ocupação inadequada do solo, decorrendo do crescimento acelerado e por vezes sem planejamento das áreas urbanas.

As alterações no escoamento superficial que podem provocar os conhecidos transtornos evidenciados em precipitações de maiores proporções devem-se aos seguintes fatores: topografia do terreno seja ela natural ou alterada; regime, distribuição e intensidade de chuvas na região; e tipo e cobertura do solo; sendo que este último sofre maiores modificações ao longo da ocupação do espaço e introdução das atividades antrópicas ao meio.

Conforme esclarece Sartori (2005), "no estudo de enxurradas e/ou enchentes máximas, uma falha na estimativa desses volumes pode acarretar grandes prejuízos. Uma vez superdimensionado tem-se o desperdício de capital e se subdimensionado leva a grandes prejuízos com a falha da estrutura e em muitos casos coloca em risco a saúde ou até vidas humanas."

Assim sendo, indicam-se, conforme descrito anteriormente, os modelos de simulação para prover de informações importantes técnicos e tomadores de decisão no âmbito do planejamento em drenagem urbana. Estes modelos de simulação buscam por meio de

modelagem computacional reproduzir as características do sistema de drenagem para que o mesmo possa ser avaliado sob diferentes perspectivas. Por meio de modelos hidráulico-hidrológicos, por exemplo, é possível representar o comportamento de uma dada bacia hidrográfica quando a mesma é submetida a uma determinada chuva, normalmente selecionando-se uma precipitação máxima considerando o período de retorno mínimo aceito pela literatura e por normas pré-estabelecidas.

O modelo hidráulico-hidrológico transformará a chuva em vazão, utilizando-se de metodologias estabelecidas no meio científico, como apresentado no presente capítulo, e o sistema de drenagem previamente modelado será submetido a essa vazão, permitindo observar a ocorrência de extravasamentos em canais e simular a eficiência de dispositivos de controle de cheia previamente modelados como alternativas locacionais e proporcionar sua otimização.

Os modelos hidrodinâmicos, por sua vez, são uma complementação que tem por objetivo simular o comportamento do escoamento na rede de drenagem: canais e rios, impossibilitando, portanto, a simulação da eficiência de dispositivos de controle potenciais.

Desta forma, para modelagem e simulação do sistema de drenagem adotar-se-á um modelo de simulação hidráulico-hidrológico desenvolvido pela VM engenharia, nomeada “DrenÁgua2009”, que permite tanto a verificação de dispositivos existentes, como a simulação e otimização de novos dispositivos de controle previamente alocados na rede de drenagem; e possibilitam ainda a verificação do escoamento em canais por meio da implementação de algumas funções de modelos hidrodinâmicos, em que é possível observar a ocorrência de extravasamentos em determinadas seções e travessias dada a altura d’água proporcionada pela chuva ultrapassar o limite previamente modelado para aquele trecho.

A seguir são apresentadas as metodologias de cálculo e obtenção dos elementos necessários para modelagem de sistemas de drenagem utilizando o "Modelo Computacional DrenÁgua2009".

7.5. MÉTODOS DE TRANSFORMAÇÃO CHUVA-DEFLÚVIO

Uma tarefa essencial para quantificação das vazões de cheias resultantes das chuvas intensas é a definição do processo de transformação da chuva em deflúvio superficial. A complexidade desse processo pode ser simplificada através de modelos matemáticos que representam de forma bastante razoável a realidade do escoamento de águas pluviais.

Em tese, o fenômeno hidrológico pode ser descrito de maneira bastante simples; o excesso d'água da chuva que não é infiltrado no solo acumula-se inicialmente nas pequenas depressões do terreno para, em seguida, formar uma pequena lâmina d'água e, conseqüentemente, o escoamento superficial.

Existem muitos modelos matemáticos para transformar as precipitações que ocorrem nas sub-bacias hidrográficas em vazões.

A partir da distribuição da intensidade de chuva, i(t), é possível construir um Hidrograma de Vazões, Q(t). A distribuição da vazão em função do tempo é usualmente chamada de hidrograma e reflete vários aspectos da bacia, tais como:

- Área de drenagem;
- Permeabilidade;
- Uso e ocupação do solo;
- Tipo de precipitação que ocorreu sobre a bacia.

A seguir é abordado o Método do NRCS, antigo SCS que determinam a chuva excedente a partir das condições hidrológicas do solo, das características físicas das bacias hidrográficas e da intensidade da precipitação.

7.6. MÉTODO DO NRCS (ANTIGO SCS)

O Departamento Nacional de Serviços de Conservação norte-americano, antigo SCS ("Soil Conservation Service"), realizou trabalhos com o objetivo de estabelecer relações entre precipitação, deflúvio superficial, vegetação, tipo e ocupação do solo. Apesar de, originalmente ter sido desenvolvido para pequenas bacias rurais e eventos chuvosos diários, tem sido adaptado para as condições urbanas. O método propõe um simples equacionamento relacionando a altura precipitada, h_p, à altura da lâmina escoada, h_q, e o índice de armazenamento d'água na bacia, S, como apresentado pela equação a seguir:

$$\frac{h_q}{S} = \frac{\left(\frac{h_p}{S} - 0{,}2\right)^2}{\frac{h_p}{S} + 0{,}8}$$

Equação 8 – Relação das alturas de precipitação infiltradas e escoadas do NRCS

Em que:

- h_q : altura da lâmina d'água escoada (mm);
- h_p : altura precipitada (mm);
- S : índice de armazenamento d'água na bacia (mm);

Válida quando $h_p > 0{,}2 \cdot S$. Para $h_p \leq 0{,}2 \cdot S$ o modelo admite que não ocorra deflúvio superficial, ou seja, $h_q = 0$.

O índice de armazenamento de água na bacia é expresso conforme a equação a seguir:

$$S = \frac{254 \cdot (100 - CN)}{CN}$$

Equação 9 – Cálculo do índice de armazenamento do solo do NRCS

Em que:

- CN: "curve number" ou número de deflúvio.

Sabe-se que a quantidade de chuvas anteriores e consequentes umidades anteriores do solo são bastante significativas para o cálculo das vazões extremas. Dessa maneira, o Método NRCS distingue três condições de umidade do solo:

- Condição I: solos secos - chuvas recentes não ultrapassam 1 mm;
- Condição II: solos umedecidos - chuvas nos últimos cinco dias atingindo um total de até 40 mm. Esta condição é normalmente assumida em projetos de drenagem urbana;
- Condição III: solos úmidos (próximos da saturação) - chuvas nos últimos dias superiores a 40 mm.

Hawkins et al. (1985) desenvolveram correlações entre a retenção potencial máxima para as condições I e III (S_I e S_{III}) em reação à condição de retenção potencial máxima da condição II (S_{II}):

$$S_I = 2{,}281 \cdot S_{II}$$

Equação 10 – Cálculo da condição de solo seco a partir da condição normal, NRCS

$$S_{III} = 0{,}427 \cdot S_{II}$$

Equação 11 - Cálculo da condição de solo seco a partir da condição normal, NRCS

Em que:

- S_I : ·índice de armazenamento para a condição I
- S_{II} : ·índice de armazenamento para a condição II
- S_{III} : ·índice de armazenamento para a condição III

Hawkins et al. ainda determinaram equações que correlacionam o CN da condição II com as demais condições, as quais são válidas para o intervalo 50 ≤ CN ≤ 95:

$$CN_I = \frac{CN}{2{,}281 - 0{,}01281 \times CN}$$

Equação 12 – Cálculo do CN para a condição de armazenamento I

$$CN_{III} = \frac{CN}{0{,}427 - 0{,}00573 \times CN}$$

Equação 13 – Cálculo do CN para a condição de armazenamento III

O Método NRSCS também distingue quatro tipos de solos, a saber:

- Grupo A: solos arenosos com baixo teor de argila; total inferior a 8%; não há rocha nem camadas argilosas, até profundidade de l m;
- Grupo B: solos arenosos, menos profundos que os solos do Grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%;
- Grupo C: solos barrentos com teor de argila entre 20 e 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m;
- Grupo D: solos barrentos com teor de argila acima de 30%.

As tabelas referentes ao Número da Curva (CN) a serem adotadas para as áreas urbanas e rurais no presente estudo serão apresentadas em item especifico a seguir em que se procede a explanação acerca do Método de determinação do CN.

O Método NRCS prevê ainda determinação do volume escoado nas bacias de cabeceira utilizando a técnica do hidrograma unitário, tendo em vista a ausência de medidas hidráulicas nas bacias em questão.

O método do hidrograma unitário adimensional do NRCS foi obtido após uma extensiva análise de dados observados em várias pequenas bacias hidrográficas de diversas partes dos Estados Unidos. O hidrograma unitário adimensional é um hidrograma unitário médio

que melhor representou os diversos hidrogramas unitários obtidos para as diversas bacias hidrográficas estudadas (McCuen, 2004). Hjelmfelt e Cassidy (1975) citados por Genovez (1991) recomendam o método para bacias com áreas menores que 2.600 km².

O hidrograma unitário adimensional do NRCS, também conhecido como hidrograma unitário curvilíneo (HUC- NRCS), possui o tempo de base igual a cinco unidades do tempo de pico (5tp) e cerca de 3/8 (37,5%) do volume total escoado superficialmente ocorre antes do tempo de pico. O ponto de inflexão ocorre aproximadamente a 1,7 tp. Este hidrograma é apresentado na Figura 47 e na Quadro 33 encontram-se os valores da abscissa (t/tp) e da ordenada (q/qp) do HUC-SCS.

Quadro 12 - Relações para o calculo do hidrograma curvilíneo do SCS e de sua curva de massa.

t/t_p	q/q_p	Q_a/Q	t/t_p	q/q_p	Q_a/Q	t/t_p	q/q_p	Q_a/Q
0,0	0,000	0,000	1,1	0,990	0,450	2,4	0,147	0,934
0,1	0,030	0,001	1,2	0,930	0,522	2,6	0,107	0,953
0,2	0,100	0,006	1,3	0,860	0,589	2,8	0,077	0,967
0,3	0,190	0,012	1,4	0,780	0,650	3,0	0,055	0,977
0,4	0,310	0,035	1,5	0,680	0,700	3,2	0,040	0,984
0,5	0,470	0,065	1,6	0,560	0,751	3,4	0,029	0,989
0,6	0,660	0,107	1,7	0,460	0,790	3,6	0,021	0,993
0,7	0,820	0,163	1,8	0,390	0,822	3,8	0,015	0,995
0,8	0,930	0,228	1,9	0,330	0,849	4,0	0,011	0,997
0,9	0,990	0,300	2,0	0,280	0,871	4,5	0,005	0,999
1,0	1,000	0,375	2,2	0,207	0,908	5,0	0,000	1,000

Legenda: q: vazão no tempo t; qp: vazão de pico; Qa: volume acumulado no tempo t; Q: volume total; tp: tempo de pico do hidrograma.

Fonte: McCuen, 2004.

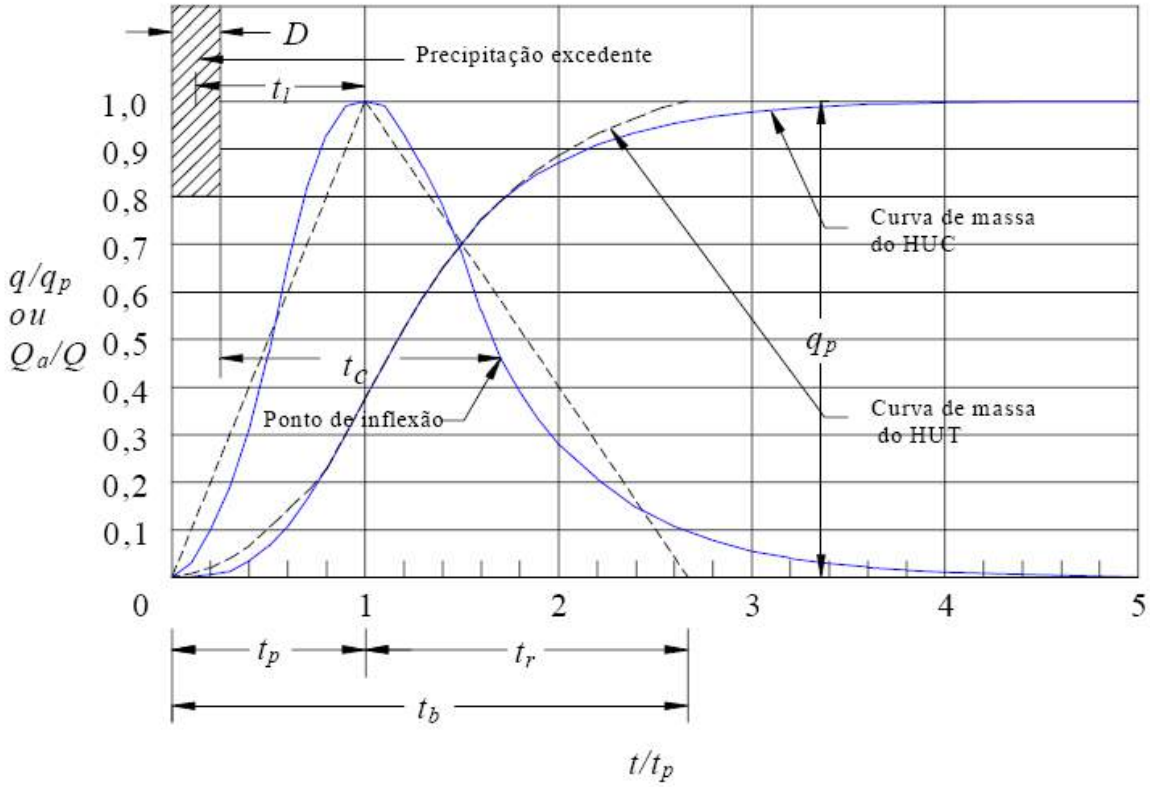


Figura 24 - Hidrograma Unitário Curvilíneo Adimensional e o Hidrograma Unitário Triangular Equivalente

Fonte: McCuen, 2004.

O HUC- NRCS foi aproximado por um hidrograma unitário adimensional triangular (HUT- NRCS), o qual possui características similares a do HUC- NRCS. Isso pode ser observado na Figura 47. O tempo de base o HUT- NRCS é menor que o do HUC- NRCS, sendo somente 8/3 do tempo de pico (2,67tp). A área antes do tempo de pico para os dois hidrogramas é a mesma, ou seja, o volume escoado superficialmente que ocorre antes do pico nos dois hidrogramas são iguais a 3/8 (37,5%) do volume total escoado superficialmente.

Sendo que a área abaixo da linha que desenha o hidrograma unitário é igual ao volume do escoamento superficial, para o HUT-NRCS esse volume pode se determinado pelas características geométricas (McCuen, 2004):

$$Q = \frac{1}{2} \times q_p \times \left(t_p + t_r\right)$$

Equação 14 – Cálculo da vazão de pico do NRCS

Em que,

q_p - vazão de pico

t_p - tempo de pico

t_r - tempo de recessão

Isolando q_p temos:

$$q_p = \frac{K \times Q}{t_p}$$

Equação 15 – Cálculo da vazão de tipo específica do NRCS

Sendo que:

$$K = \frac{2}{1 + \frac{t_r}{t_p}}$$

Equação 16 – Cálculo do K do NRCS

O valor de tr/tp é uma constante que para uma dada cheia pode ser obtida através dos hidrogramas registrados. Da grande análise de dados, foi adotado o valor médio de 5/3 para tr/tp (Ogrosky e Mockus, 1964; USBR, 1977). Com este valor, obtêm-se K = 3/4.

Para se obter q_p em m²/s, usando t_p em horas, Q em cm e introduzindo a área da bacia de drenagem A em km², no segundo membro da Equação 22, é necessário multiplicá-lo pela constante 25/9 (2,778). Introduzindo também o valor de K, chega-se a equação:

$$q_p = 2{,}083 \times \frac{A \times Q}{t_p}$$

Equação 17 - Cálculo da vazão de tipo específica do NRCS

Em que:

q_p - vazão de pico em m³/s

A - área de drenagem em km²

t_p – tempo de pico em horas

Q - precipitação excedente em cm.

Segundo McCuen (2004), a constante 25/12 (2,083) reflete um hidrograma unitário triangular que tem 3/8 de sua área abaixo da curva de ascensão. Para bacias localizadas completamente ou parcialmente em regiões montanhosas, pode-se esperar um valor maior que 3/8 e, portanto, a constante da equação 2.29 pode se aproximar de 625/242 (2,582). Para bacias planas, em áreas de brejo ou alagadas (banhados), pode ser da ordem de 625/484 (1,291).

O tempo de retardamento t_l e o tempo de recessão t_r foram associados empiricamente ao tempo de concentração, chegando às seguintes relações (Genovez, 2001):

$$t_l = 0{,}6 \times t_c$$

Equação 18 – Cálculo do tempo de LAG (retardo) do NRCS

$$t_r = 1{,}67 \times t_p$$

Equação 19 – Cálculo do tempo de base do NRCS

O termo $0{,}6.t_c$ é um fator empírico adotado por hidrólogos do SCS como representativo do tempo de retardamento t_l. Este fator depende do tempo de concentração t_c (Genovez, 2001).

Com base na Figura 47, o tempo de pico tp pode ser expresso em função da duração unitária da precipitação excedente D e do tempo de concentração da bacia t_c, permitindo duas relações (McCuen, 2004):

$$t_c + D = 1{,}7 \times t_p$$

Equação 20 – Relação do tempo de pico com o tempo de concentração, NRCS

$$\frac{D}{2} + 0{,}6 \times t_c = t_p$$

Equação 21 – Relação do tempo de pico com a duração do evento e o tempo de concentração

Resolvendo o sistema formado pelas equações acima para D, encontra-se (McCuen, 2004):

$$D = 0{,}133 \times t_c$$

Equação 22

Portanto, o tempo de pico pode ser escrito em função do tempo de concentração:

$$t_p = \frac{2}{3} \times t_c$$

Equação 23 – Relação do tempo de pico com o tempo de concentração, NRCS

Expressando a Equação em função do tempo de concentração, resulta (McCuen, 2004):

$$q_p = 3{,}125 \times \frac{A \times Q}{t_c}$$

Equação 24 – Outra fórmula da vazão de pico, NRCS

Sendo:

q_p - vazão de pico em m³/s

A - área de drenagem em km²

t_p – tempo de pico em horas

Q - precipitação excedente em cm.

Com os valores de q_p, A, t_c e Q = 1 cm obtêm o hidrograma unitário adimensional triangular do NRCS. O hidrograma unitário adimensional curvilíneo pode ser construído com os valores de q_p e t_p, usando as relações do Quadro 33.

7.7. CLASSIFICAÇÃO DOS GRUPOS HIDROLÓGICOS DE SOLO

Os solos podem ser classificados de diversas formas, dentre elas, destaca-se a classificação dos grupos hidrológicos, em que é possível obter uma correlação entre as características do mesmo e sua capacidade de infiltração, bem como possibilita o uso de ferramentas pré-definidas, como abaixo apresentadas, para determinação do Número da Curva – CN (Curve Number).

Conforme Mendes Filho et al. (2007) , os solos são classificados de acordo com a suscetibilidade a erosão e a produção de escoamento, e de acordo com a finalidade a que esta classificação se destina é possível determinar suas propriedades hidrológicas independentemente da cobertura e da declividade da bacia.

Esta classificação é bastante importante nos estudos hidrológicos de bacias, como, por exemplo, em Planos Diretores de Macrodrenagem, dimensionamento de reservatórios e barramentos, entre outras aplicações.

A classificação dos grupos hidrológicos dos solos considera que regiões com características semelhantes de espessura, textura, conteúdo de matéria orgânica, estrutura e grau de expansão, poderão ter comportamento homogêneo também quando da ocorrência de precipitações significativas, ou seja, alta intensidade e longa duração.

Uma proposta de classificação dos solos em grupos hidrológicos adaptada à realidade brasileira foi apresentada em 1989, por Lombardi Neto et al. (1989), usando quatro classes de solos, uma nova abordagem para o enquadramento dos solos, no estudo sobre cálculo de espaçamento entre terraços.

De acordo com Sartori (2004), a classificação de Lombardi Neto et al. (1989) foi embasada em mapas pedológicos existentes para o Estado de São Paulo, os quais são utilizados para identificar e

classificar uma área de drenagem segundo o grupo hidrológico do solo, tornando-a mais prática quando comparada com as outras duas, também propostas para o Estado de São Paulo. Essa classificação é muito semelhante no processo de desenvolvimento à elaborada pelo SCS, sendo também baseada nas informações das características dos perfis de solos registrados em mapas pedológicos, porém a classificação de Lombardi Neto et al. (1989) inclui alguns solos arenosos no grupo D (alto potencial de escoamento) e alguns solos argilosos no grupo A (baixo potencial de escoamento).

Em 2005, Sartori et al, apresentaram na Revista Brasileira de Recursos Hídricos, nova classificação de Solos Brasileiros para estimativa da chuva excedente com o método do Soil Conservation Service (SCS), bem como metodologia de aplicação deste sistema.

As características dos quatro grupos hidrológicos de solos definidos por Lombardi Neto et al. (1989) apud Sartori (2004) são:

Grupo A: Incluem solos com alta taxa de infiltração, mesmo quando completamente molhados e com alto grau de resistência e de tolerância a erosão. Eles normalmente são profundos ou muito profundos, porosos com baixo gradiente textural, menor que 1,20, de textura média, argilosa ou mesmo muito argilosa desde que a estrutura proporcione alta macroporosidade em todo o perfil, resultando em solos bem drenados ou excessivamente drenados. A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1983), deve ser rápida tanto na camada superficial como na subsuperficial (1/1) ou pelo menos moderada na camada superficial e rápida na subsuperficial (2/1) porém a textura da camada não deve ser arenosa.

Grupo B: Compreendem os solos com moderada taxa de infiltração, mesmo quando completamente molhados ou com alta

taxa de infiltração, mas com moderada resistência e tolerância a erosão. São normalmente profundos, com relação textural entre 1,20 a 1,50. A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1983), deve ser rápida/moderada (1/2) ou rápida/rápida (1/1), neste último caso só quando o horizonte A é arenoso. A drenagem do perfil é boa ou moderada.

Grupo C: Enquadram-se os solos com baixa taxa de infiltração mesmo quando completamente molhados, com baixa resistência e tolerância a erosão. São normalmente profundos ou moderadamente profundos, com relação textural maior que 1,5, comumente apresentando relação textural abrupta. A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1983), deve ser lenta/moderada (3/2), lenta/rápida (3/1) ou rápida/moderada (1/2).

Grupo D: Possuem solos com taxa de infiltração muito baixa, mesmo quando completamente molhados, e muito baixa resistência e tolerância à erosão. São normalmente rasos e/ou permeáveis ou então com mudança textural abrupta aliada à argila de alta atividade (Ta) ou ainda com camada de impedimento à infiltração de água (piçarra, fragipã, etc.). A permeabilidade das camadas superficial/subsuperficial, segundo Manual para Levantamento Utilitário do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (Lepsch et al., 1983), são lenta/lenta (3/3), moderada/lenta (2/3), rápida/lenta (1/3).

O trabalho de Lombardi Neto (1989) introduziu a metodologia proposta pelo NRCS os seguintes aspectos:

- propôs um nova forma de classificação dos solos em grupos hidrológicos;

- manteve os 4 grupos hidrológicos A, B, C e D do NRCS;
- classificou todos os solos brasileiros (nova e a antiga nomenclatura) nos 4 grupos hidrológicos do NRCS;
- simplificou consideravelmente a escolha do grupo hidrológico à apenas uma consulta às feições pedológicas da bacia em estudo;
- expandiu a tabela de CNs para os diversos tipos de cultura agrícola;
- não alterou os valores originais de CN para os diversos usos do solo.

De acordo com a metodologia proposta por Sartori (2005) a classificação dos grupos hidrológicos do solo para as condições brasileiras pode ser assim descrita:

Grupo Hidrológico A

- Solos muito profundos (prof. > 200 cm) ou profundos (100 a 200 cm);
- Solos com alta taxa de infiltração e com alto grau de resistência e tolerância à erosão;
- Solos porosos com baixo gradiente textural (< 1,20);
- Solos de textura média;
- Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione alta macroporosidade em todo o perfil;
- Solos bem drenados ou excessivamente drenados;
- Solos com argila de atividade baixa (Tb), mineiras de argila 1:1;
- A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: média/média, argilo/argilosa e muito argilosa/muito argilosa.
- Enquadram-se neste grupo: Latossolo Amarelo, Latossolo Vermelho Amarelo, Latossolo Vermelho, ambos de textura argilosa ou muito argilosa e com alta macroporosidade;

Latossolo Amarelo e Latossolo Vermelho Amarelo, ambos de textura média, mas com horizonte superficial não arenoso.

Grupo Hidrológico B

- Solos profundos (100 a 200 cm);
- Solos com moderada taxa de infiltração, mas com moderada resistência e tolerância a erosão;
- Solos porosos com gradiente textural variando entre 1,20 a 1,50;
- Solos de textura arenosa ao longo do perfil ou de textura média com horizonte superficial arenoso;
- Solos de textura argilosa ou muito argilosa desde que a estrutura proporcione boa macro porosidade em todo o perfil;
- Solos com argila de atividade baixa (Tb), minerais de argila 1:1;
- A textura dos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/arenosa, arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa e argilosa/muito argilosa.
- Enquadram-se neste grupo: Latossolo Amarelo e Latossolo Vermelho Amarelo, ambos de textura média, mas com horizonte superficial de textura arenosa; Latossolo Bruno; Nitossolo Vermelho; Neossolo Quartzarênico; Argissolo Vermelho ou Vermelho Amarelo de textura arenosa/média, média/argilosa, argilosa/argilosa ou argilosa/muito argilosa que não apresentam mudança textural abrupta.

Grupo Hidrológico C

- Solos profundos (100 a 200 cm) ou pouco profundos (50 a 100 cm);
- Solos com baixa taxa de infiltração e baixa resistência e tolerância à erosão;

- São solos com gradiente textural maior que 1,50 e comumente apresentam mudança textural abrupta;
- Solos associados à argila de atividade baixa (Tb);
- A textura nos horizontes superficial e subsuperficial pode ser: arenosa/média e média/argilosa apresentado mudança textural abrupta; arenosa/argilosa e arenosa/muito argilosa.
- Enquadram-se neste grupo: Argissolo pouco profundo, mas não apresentando mudança textural abrupta ou Argissolo Vermelho, Argissolo Vermelho Amarelo e Argissolo Amarelo, ambos profundos e apresentando mudança textural abrupta; Cambissolo de textura média e Cambissolo Háplico ou Húmico, mas com características físicas semelhantes aos Latossolos (latossólico); Espodossolo Ferrocárbico; Neossolo Flúvico.

Grupo Hidrológico D

- Solos com taxa de infiltração muito baixa oferecendo pouquíssima resistência e tolerância a erosão;
- Solos rasos (prof. < 50 cm);
- Solos pouco profundos associados à mudança textural abrupta ou solos profundos apresentando mudança textural abrupta aliada à argila de alta atividade (T), minerais de argila 2:1;
- Solos argilosos associados à argila de atividade alta (Ta);
- Solos orgânicos.
- Enquadram-se neste grupo: Neossolo Litólico; Organossolo; Gleissolo; Chernossolo; Planossolo; Vertissolo; Alissolo; Luvissolo; Plintossolo; Solos de Mangue; Afloramentos de rocha; demais Cambissolos que não enquadram no Grupo C; Argissolo Vermelho Amarelo e Argissolo Amarelo, ambos pouco profundos e associados à mudança textural abrupta.

7.8. DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DA CURVA

O "Curve Number", ou "Número da Curva", é o principal parâmetro para elaboração do estudo de vazões de pico de uma determinada região, desta forma, a aproximação dos valores leva em consideração as características do solo, conforme acima apresentado, segundo a Classificação dos grupos hidrológicos do mesmo, combinando estes aos tipos de uso e ocupação do solo evidenciado na referida região.

No Brasil a classificação dos solos existente diverge da classificação proposta pela metodologia SCS, tradicionalmente utilizada, pois existem tipos de solos e de uso do solo diversos daqueles calibrados para os Estados Unidos.

O CN definido pelo NRCS foi amplamente estudado para as bacias hidrográficas de diversas partes dos Estados Unidos e possibilitou a definição de vários hidrogramas unitários que culminaram na elaboração de um hidrograma unitário adimensional para o modelo em questão.

Nas bibliografias brasileiras que discorrem sobre o assunto, observou-se que existem divergências tanto quanto à classificação dos tipos de uso do solo como os valores de CN atribuídos às tipologias.

Desta forma, a seguir são apresentados os resultados obtidos a partir da metodologia mais tradicional de classificação quanto ao CN observado na literatura existente, publicada pelo "Soil Conservation Service".

A determinação do Número da Curva (CN) leva em consideração os tipos de solo identificados no item anterior, em conformidade com a classificação adotada pelo Método SCS (1972), identificado os solos como sendo "A", "B", "C" ou "D", e as características de uso e ocupação do mesmo, e sua condição hidrológica.

Após a identificação do Número da Curva, o "Método Soil Conservation Service" tem por objetivo fornecer os CN para uso nas expressões de determinação das vazões de enchente. Vale lembrar que, a chuva transforma-se em escoamento superficial, e a determinação da precipitação efetiva é um dos fatores mais importantes na determinação da vazão máxima a partir de dados de chuva. Devido ao grande número de variáveis no processo é difícil de ser calculada. Esta chuva máxima deverá ser determinada subtraindo-se da precipitação, as perdas devido à interceptação, armazenamento na superfície e a infiltração.

Vale lembrar que, o CN composto deverá ser determinado a partir de ábaco específico para esta composição, constante do método Soil Conservation Service.

De acordo com o manual – National Engineering Handbook, Part. 630, Capítulo 9 – Hydrologic Soil-Cover Complexes, o Curve Number, para áreas rurais e urbanas podem ser definidos, conforme mostram os quadros a seguir. Estes mesmos quadros foram adaptados e apresentados por McCuen (2004) em Hydrologic Analysis and Design – Third Edition. Os quadros a seguir foram traduzidos de forma a facilitar a compreensão dos mesmos.

Quadro 13 - Curve Number para Áreas Rurais (Agricultura)[1]

Uso do solo	Descrição do uso e ocupação do solo[2]	Condição Hidrológica[3]	Grupos Hidrológicos			
			A	B	C	D

[1] Condição média de Número da Curva ("runoff"), considerando Ia=0,2 S.

[2] Áreas cobertas com resíduos de culturas deverá ser utilizado para até 5% de cobertura durante o ano.

[3] Condições hidrológicas são baseadas em uma combinação de fatores que pode afetar a infiltração e o escoamento superficial, incluindo:

a) densidade de áreas cultivadas por vegetais;

b) período no qual a área esta coberta ou vegetada durante o ano;

c) quantidade de área gramada ou cultivada por leguminosas;

d) percentual de resíduos de culturas anteriores sobre a superfície (boa > 20%), e

e) grau de superfície compacta.

Uso do solo	Descrição do uso e ocupação do solo[2]	Condição Hidrológica[3]	Grupos Hidrológicos			
			A	B	C	D
Solo exposto (preparo para cultivo)	Solo exposto	--	77	86	91	94
	Cobertura de resíduos de culturas (CR)	Pobre	76	85	90	93
		Boa	74	83	88	90
Solo Cultivado	Superfície limpa (SR)	Pobre	72	81	88	91
		Boa	67	78	85	89
	SR + CR	Pobre	71	80	87	90
		Boa	64	75	82	85
	Com curvas de nível (C)	Pobre	70	79	84	88
		Boa	65	85	82	86
	C + CR	Pobre	69	78	83	87
		Boa	64	74	81	85
	Com curvas de nível & terraceado (C & T)	Pobre	66	74	80	82
		Boa	62	71	78	81
	C & T + CR	Pobre	65	73	79	81
		Boa	61	70	77	80
Pequenas plantações ou culturas	SR	Pobre	65	76	84	88
		Boa	63	75	83	87
	SR + CR	Pobre	64	75	83	86
		Boa	60	72	80	84
	C	Pobre	63	74	82	85
		Boa	61	73	81	84
	C + CR	Pobre	62	73	81	84
		Boa	60	72	80	83
	C & T	Pobre	61	72	79	82
		Boa	59	70	78	81
	C & T + CR	Pobre	60	71	78	81
		Boa	58	69	77	80
Plantações de legumes ou cultivados ou Culturas ou pastos rotativos	SR	Pobre	66	77	85	89
		Boa	58	72	81	85
	C	Pobre	64	75	83	85
		Boa	55	69	78	83
	C & T	Pobre	63	73	80	83
		Boa	51	67	78	80
Pastagens, cultura permanente ou forragem para formação de pastagens[4]	--	Pobre	68	79	86	89
	--	Média	49	69	79	84
	--	Boa	39	61	74	80
Campos permanente	--	Boa	30	58	71	78
Parques e Jardins[5]	--	Pobre	48	67	77	83
	--	Média	35	56	70	77
	--	Boa	30[6]	48	65	73
Combinação de áreas com pastagens e áreas florestadas ou reflorestadas[7]	--	Pobre	57	73	82	86
	--	Média	43	65	76	82
	--	Boa	32	58	72	79
Áreas Florestadas[8]	--	Pobre	45	66	77	83

Pobre: fatores que dificultam a infiltração e colaboram com o aumento do escoamento superficial. Bom: fatores que colaboram com a infiltração, e, portanto, reduzem o escoamento superficial.

[4] Pobre: < 50% cobertura ou pastagem densa. Média: 50-75% coberto, sem pastagem densa; boa > 75% de cobertura e pastagem rara ou ocasional.

[5] Pobre: < 50% cobertura; Média: 50-75% cobertura; Boa> 75% de cobertura.

[6] O valor mínimo de CN deve ser igual a 30, ainda que o valor obtido seja inferior.

[7] CN determinado neste caso considera 50% da área coberta com árvores ou vegetação densa, e os outros 50% de área com pastagem. Outras combinações podem ser obtidas calculando-se CN de áreas florestadas em composição com o CN de áreas de pastagens.

[8] Pobre: pequenas florestas, árvores de pequeno porte, e áreas arbustivas destruídas por pastagens ou queimadas regularizadas. Média: as árvores estão

Uso do solo	Descrição do uso e ocupação do solo[2]	Condição Hidrológica[3]	Grupos Hidrológicos			
			A	B	C	D
	--	Média	36	60	73	79
	--	Boa	30	55	70	77
Chácaras, construções rurais e estradas de terra	--	--	59	74	82	86
Vias	Não pavimentada	--	72	82	87	89
	Cascalho	--	76	85	89	91

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

Quadro 14 - Curve Number para áreas urbanas[9]

uso do solo	área impermeável (%)[10]	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Área urbana totalmente desenvolvida (vegetação estabilizada)		--	--	--	--
Espaços livres (parques, cemitérios, etc.)[11]		--	--	--	--
Condições ruins (cobertura vegetal < 50%)		68	79	86	89
Condições médias (cobertura vegetal 50-75%)		49	69	79	84
Condições boas (cobertura vegetal > 75%)		39	61	74	80
Áreas impermeáveis		--	--	--	--
Estacionamentos pavimentados, telhados e ruas		98	98	98	98
Ruas e rodovias		--	--	--	--
Pavimentadas, com sistema de drenagem		98	98	98	98
Pavimentadas, sem sistema de drenagem		83	89	92	93
Cascalho		76	85	89	91
Não pavimentada		72	82	87	89
Áreas urbanas não ocupadas		--	--	--	--
Áreas permeáveis (natural)[12]		63	77	85	88
Áreas impermeáveis (artificial)		96	96	96	96
Distritos urbanos: Comercial	85	89	92	94	95
Distritos urbanos: Industrial	72	81	88	91	93
Residencial: Tipo 1 (aprox. 500 m²)	65	77	85	90	92
Residencial: Tipo 2 (aprox. 1000 m²)	38	61	75	83	87
Residencial: Tipo 3 (aprox. 1350 m²)	30	57	72	81	86
Residencial: Tipo 4 (aprox. 2000 m²)	25	54	70	80	85
Residencial: Tipo 5 (aprox. 4050 m²)	20	51	68	79	84
Residencial: Tipo 6 (aprox. 8100 m²)	12	46	65	77	82
Áreas urbanas em desenvolvimento (permeável, sem vegetação)		77	86	91	94

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

menos densas, mas não houve queima, e há uma cobertura razoável de área florestada. Boa: as árvores estão protegidas e as demais áreas cobertas.

[9] Condição de escoamento superficial média, e Ia = 0,2 S.

[10] O percentual de área impermeável considerado foi utilizado na composição do CN. Outros aspectos adotados: áreas impermeáveis estão conectadas diretamente ao sistema de drenagem, áreas impermeáveis tem CN igual a 98, e áreas permeáveis são consideradas como espaços abertos e com boas condições de drenagem.

[11] CN apresentado equivale ao de áreas gramadas ou com pastagem. Um CN composto pode ser utilizada para outras combinações de áreas abertas.

[12] CN composto para áreas naturalmente desocupadas devem ser consideradas utilizando as figuras abaixo, fundamentadas na área impermeável (CN = 98) e na área permeável (CN variável). Para as áreas permeáveis adota-se como equivalente condições hidrológicas ruins.

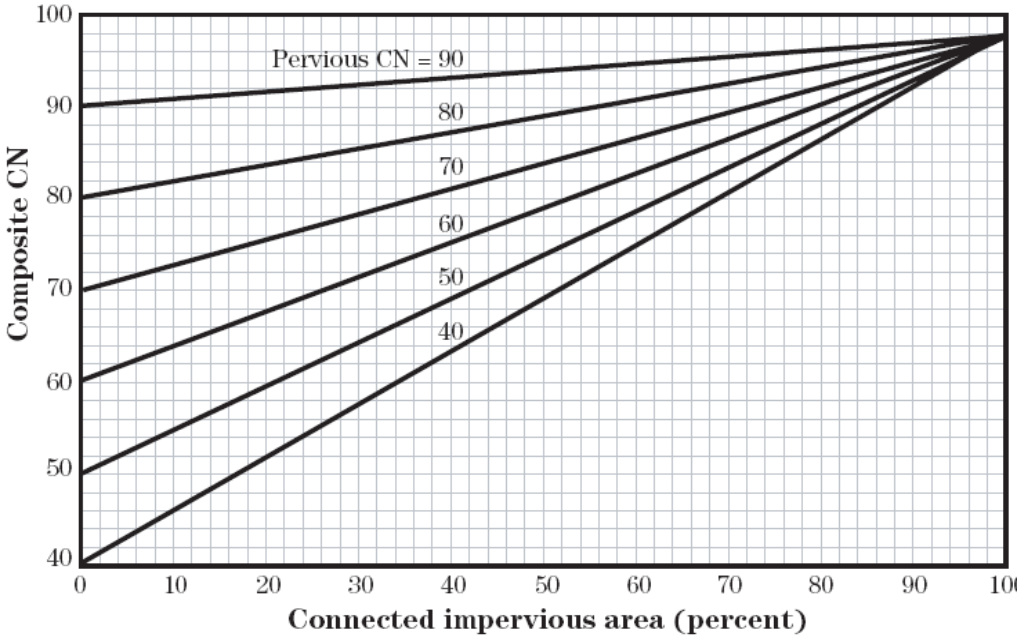


Figura 25 - CN composto para áreas impermeáveis conectadas

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

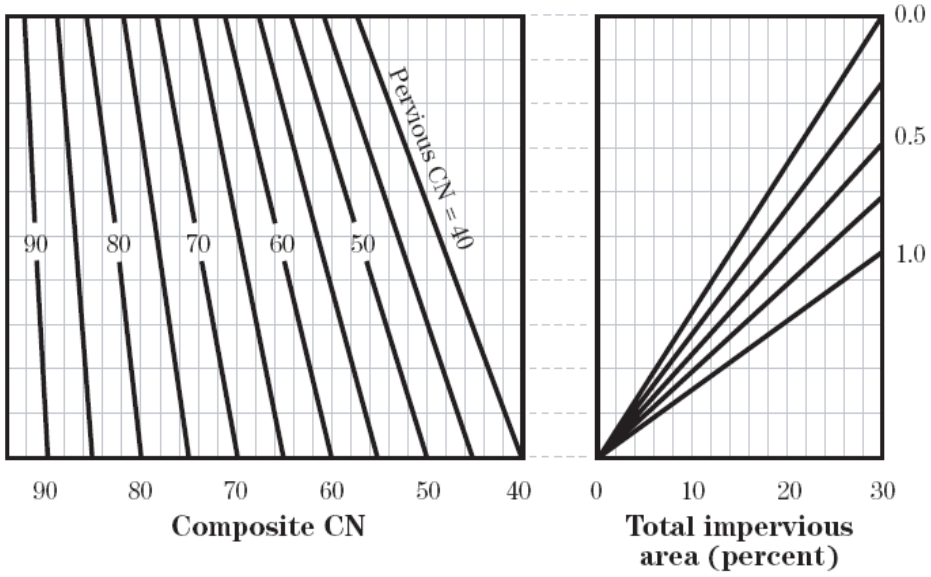


Figura 26 - CN composto para áreas impermeáveis isoladas e inferior a 30%

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

7.9. USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Com o objetivo de estimarem-se os "números de deflúvio" mais próximos à realidade das bacias hidrográficas, é de costume adquirir uma imagem de satélite do local do empreendimento.

De posse uma base cartográfica das Bacias Hidrográficas em questão, é possível efetuar sua sup erposição com a imagem de satélite adquirida. Este passo é decisivo para a análise do uso e ocupação do solo em cada sub-bacia traçada.

As bacias hidrográficas podem ser divididas em sub-bacias para se estimar de forma mais precisa os parâmetros de uso e ocupação do solo da cada região. A divisão das bacias hidrográficas deve priorizar os obstáculos naturais ou não nos cursos d'água, os divisores d'água, quando possível, as diferentes faixas de uso e ocupação do solo e, por fim, os possíveis pontos de passagens (estreitamentos) e eventuais locais para construção de reservatórios de contenção.

7.9.1. Previsão de Ocupação

Uma importante característica de um bom planejamento urbanístico é a sua capacidade de estimar cenários futuros para uma determinada região. Tais cenários poderão influenciar as decisões a serem tomadas no dimensionamento das estruturas de macro e micro drenagem.

Neste sentido, feito um cuidadoso estudo das áreas de possível crescimento populacional e consequente aumento da impermeabilização do solo, é possível estabelecer números de deflúvio para os cenários atual e futuro.

7.10. Tempo de Concentração de uma Bacia Hidrográfica

Segundo o "U.S. Bureau of Reclamation" o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é o tempo mínimo necessário para que toda a área da bacia contribua para o escoamento superficial na seção final de saída da mesma.

Há diversas maneiras e fórmulas para se estimar o tempo de concentração de uma Bacia Hidrográfica. Os fatores que influenciam no tempo de concentração da bacia são:

- Forma da bacia;
- Declividade média da bacia;
- Tipo e taxa da cobertura vegetal;
- Comprimento e declividade do curso principal e de seus afluentes;
- Distância horizontal entre o ponto mais afastado da bacia e sua saída;
- Condições do solo em que a bacia se encontra no início da precipitação.

Neste trabalho, para o cálculo dos tempos de concentração das bacias de contribuição, optou-se pela fórmula de "California Culvert Practice" de 1942, conhecida como "Fórmula de Kirpich modificada":

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

Equação 25 – Cálculo do tempo de concentração pela fórmula e Califórnia Culverts Practice, 1942

Em que:

- L : comprimento do talvegue principal (km);
- H : desnível da bacia (m);
- t_c : tempo de concentração da bacia (min).

O DAEE (1994) determina a utilização desta equação associada ao método racional para o cálculo de bacias hidrográficas que não apresentem complexidade para áreas até 2 km². Para outros casos recomenda-se a substituição do desnível da bacia pela declividade equivalente $\frac{H}{L} \rightarrow S_{eq}$. Sendo assim, esta equação torna-se:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^2}{S_{eq}} \right)^{0,385}$$

Equação 26 – Fórmula do Califórnia Culverts Practice adaptada para pequenas bacias

Em que:

- L : comprimento do talvegue principal (km);
- S_{eq} : declividade equivalente (m/km);
- t_c : tempo de concentração da bacia (min).

Esta última equação é por vez confundia com a fórmula de Kirpich de 1940 desenvolvida com dados de sete pequenas bacias rurais do Tenesse com declividades variando de 3 a 10% e áreas de no máximo 0,5 km².

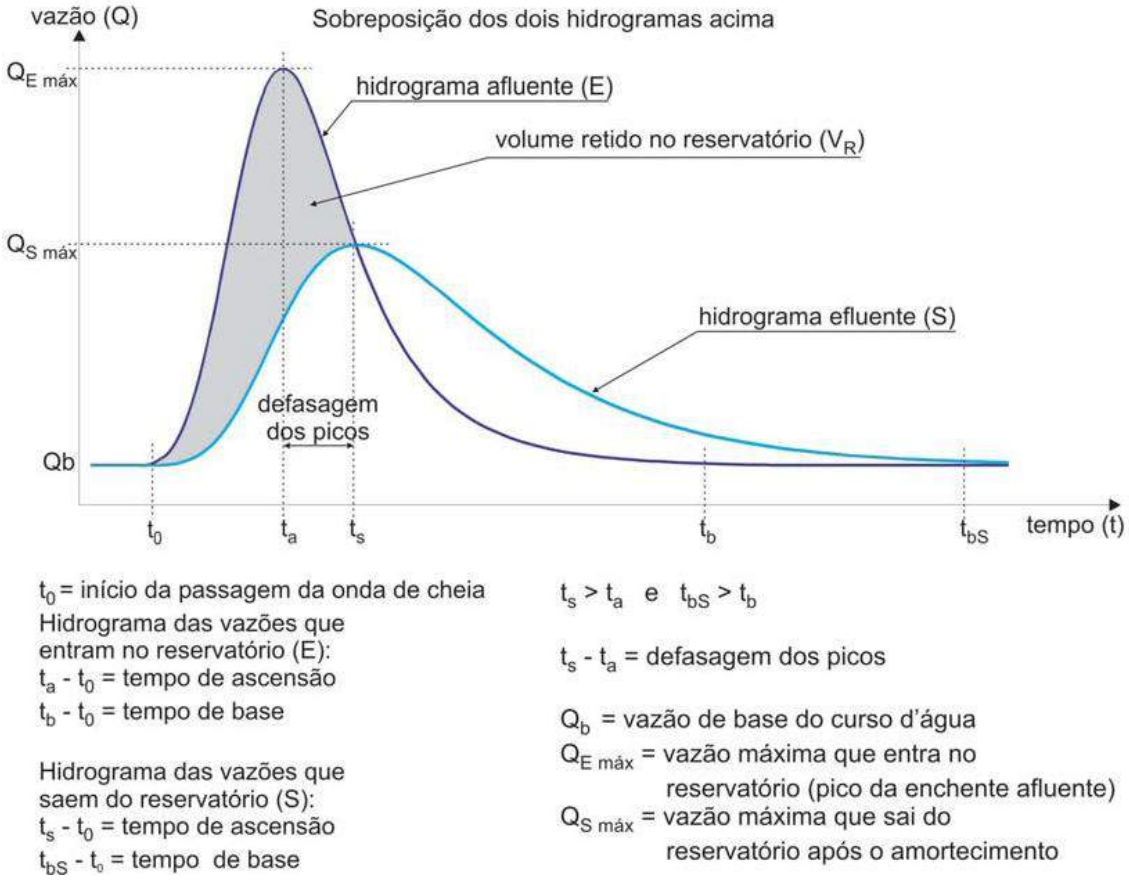
7.11. PROPAGAÇÃO DE CHEIAS EM CANAIS

Neste trabalho a propagação de cheias em canais foi modelada por dois métodos: a) adaptação do método do amortecimento simplificado da onda de cheia em reservatórios e b) Muskingun-Cunge

O primeiro método foi utilizado em todos os canais naturais, o segundo nos canais artificiais.

7.11.1. MÉTODO DO AMORTECIMENTO DA ONDA DE CHEIA SIMPLIFICADO

O amortecimento da onda de cheia simplificado é uma técnica bastante utilizada em reservatórios, em que se dispõe muitas vezes, apenas o volume total de espera. A figura a seguir exemplifica e resume a aplicação da metodologia em reservatórios e tem sido recomendada pelo DAEE para anteprojetos de barramentos.



Para que o método seja minimamente aceito, a montagem do hidrograma efluentede saída deverá garantir minimamente que seu volume se equipare ao volume do hidrograma afluente ao reservatório.

Para canais, a metodologia acima poderá ser aplicada como segue:

$$Q_{efluente}(t) = \frac{1}{k} \cdot Q_{afluente}\left(\frac{1}{k} \cdot t\right) \quad ou \quad Q_{jusante}(t) = \frac{1}{k} \cdot Q_{montante}\left(\frac{1}{k} \cdot t\right)$$

$$k = \frac{t_{pico.efluente}}{t_{pico.afluente}} \quad ou \quad k = \frac{t_{pico.jusante}}{t_{pico.montante}}$$

Em que:

k : é a relação entre o tempo de tipo do hidrograma efluente/jusante em relação ao hidrograma afluente/montante, sempre maior que a unidade

O fator $1/k$ aplicado ao hidrograma afluente/montante o reduzirá por inteiro e proporcionalmente na 'vertical'. O fator $1/k$ aplicado ao tempo do hidrograma de entrada/motante produzirá um 'esticamento' de sua forma básica no sento positivo do tempo. Ou seja, o hidrograma efluente/jusante ao canal será seu hidrograma afluente/montante achatado no eixo das vazões e esticado no eixo do tempo de sorte que os volume afluente/montante e efluente/jusante sejam idênticos.

A dificuldade desse método consiste em se determinar o tempo de pico efluente/montante, uma vez que o hidrograma efluente/montante é o objeto de busca desse método.

Para tanto, faz aqui a seguinte simplificação: a diferença (positiva) entre os tempo de pico do hidrograma efluente/jusante e afluente/montante será igual à diferença dos tempos de concentração da seção de jusante e montante desse mesmo canal. Assim:

$$\Delta t_{pico} = \Delta t_{concentração}$$

$$t_{pico.\,jusante} - t_{pico.montante} = t_{concentração.\,jusante} - t_{concentração.montante}$$

$$k = \frac{t_{pico.montante} + t_{concentração.\,jusante} - t_{concentração.montante}}{t_{pico.montante}}$$

A fim de que esse método não superestime o fator k, para o caso de longos trechos de canal de baixa velocidade, pode-se limita o fator k a um valor, por exemplo, de 1,50, equivalente a um tempo de pico de jusante em até 50% maior que o tempo de pico de montante.

A comparação desse método com o método do escoamento cinemático e o método de Muskingun-Cunge resolsou em 'erros' imperceptíveis à rede de drenagem simulada.

7.11.2. MÉTODO DE MUSKINGUN

O método de Muskingun permite calcula o hidrograma efluente amortecido na seção de jusante de um canal, dado o hidrograma afluente na seção montante. Dependendo do comprimento do canal e das características de uniformidade ao longo do mesmo, pode-se

representar o canal por meio de uma seção típica ou dividi-lo em diversas seções típicas. Nesse caso o processo de cálculo é repetido em cada seção conhecida/estudada até atingir o ponto desejado de jusante.

A equação que define o amortecimento para uma seção de canal é esta:

$$\frac{d}{dt} S = Q_{afluente} - Q_{efluente}$$

Em que:

S : volume de água armazenada em um canal entre as seções de estudo de jusante e montante

$Q_{afluente}$: vazão afluente

$Q_{efliuente}$: vazão efluente

Como, em geral, os parâmetros que definem completamente o armazenamento em um trecho de canal não estão disponíveis ou são demasiadamente muito custosos para serem levantados em campo, frente à outras incertezas do próprio estudo hidrológico, há a necessidade de se adotar um modelo, ainda que simplificado, da realidade.

O modelo proposto por McCarthy (1938) para o rio Muskingun considerou que o amortecimento em canais se deve a uma cunha de água de amortecimento que se forma e propagada ao longo do canal de montante para jusante.

Sua modelagem propõe o seguinte equacionamento:

$$S = K \cdot \left[X \cdot Q_{afluente} + (1 - X) \cdot Q_{efluente} \right]$$

Em que

K : tempo médio de transito da onda

X : fator de ponderação das vazões, entre 0 e 0,5

Os parâmetros K e X são denominados parâmetros de ajuste do canal, sem significado físico preciso.

A equação de armazenamento pode ser escrita, portanto, da seguinte forma:

$$\frac{S(t_2)-S(t_1)}{\Delta t}=\frac{Q_{afluente}(t_1)+Q_{afluente}(t_2)}{2}+\frac{Q_{efluente}(t_1)+Q_{efluente}(t_2)}{2}$$

$$\Delta t = t_2 - t_1$$

Em que os índices 1 e 2 se referem a dois tempo incrementais dos hidrogramas associados aos tempos t_1 e t_2.

Substituindo a equação anterior pelo modelo adotado por McCarthy, obtém-se a seguinte relação:

$$Q_{efluente}(t_2)= f\left(Q_{afluente}(t_2),\quad Q_{afluente}(t_1),\quad Q_{efluente}(t_1)\right)$$

Em que o argumento do lado esquerdo é a variável que se busca calcular através de uma relação conhecida com os argumentos do lado direito da equação, todos conhecidos, com exceção de $Q_{efluente}(t=0)$, que poderá ser igualado a $Q_{afluente}(t=0)$.

A relação acima é esta:

$$Q_{efluente}(t_2)=C_0\cdot Q_{afluente}(t_2)+C_1\cdot Q_{afluente}(t_1)+C_2\cdot Q_{efluente}(t_1)$$

Em que:

$$C_0=\frac{\Delta t-2KX}{2K(1-X)+\Delta t}$$

$$C_1=\frac{\Delta t+2KX}{2K(1-X)+\Delta t}$$

$$C_2=\frac{2K(1-X)-\Delta t}{2K(1-X)+\Delta t}$$

Note-se que $C_0+C_1+C_2=1$ e se K tiver a mesma unidade que Δt, então C_0, C_1 e C_2 são admensionais.

7.11.3. MÉTODO DE MUSKINGUN-CUNGE

Uma limitação do método de Muskingun é que os parâmetros K e X não tem base física e são fáceis de serem estimados, ou seja, fáceis de serem também mal estimados.

Essa limitação foi superada pelos estudos de Cunge (1969) que permitiu expressar os parâmetros K e X em termos de características físicas e hidráulicas mais palpáveis do canal.

A relação apresentada é esta:

$$K = \frac{L}{m \cdot V_{ref}}$$

$$X = 0{,}5 \cdot \left(1 - \frac{Q_{ref} \,/\, B_{ref}}{S_{canal} \cdot m \cdot V_{ref} \cdot L} \right)$$

Em que:

Q_{ref} : vazão de referência escolhida em m³/s;

B_{ref} : largura do canal na Q_{ref} em m;

V_{ref} : velocidade média do escoamento na Q_{ref} em m/s;

m : expoente da seção molhada em $Q = \varepsilon \cdot A^m$;

L : comprimento do canal em m;

S_{canal} : declividade média longitudinal do canal em m/m.

Como vazão de referência, pode-se escolher a vazão de base, vazão média, máxima ou outra.

Ponce e Theurer (1982) recomendam que o intervalo de discretização temporal seja inferior a 1/5 do tempo de pico do hidrograma. Além disso indicam limitar o comprimento do canal a ser utilizado no cálculo da propagação pelo método de Muskinguun-Cunge:

$$\Delta t \leq t_{pico}$$

$$L \leq 0{,}5 \cdot \left(m \cdot V_{ref} \cdot \Delta t + \frac{Q_{ref} / B_{ref}}{S_{canal} \cdot m \cdot V_{ref}} \right)$$

Os resultados da aplicação numérica do método de Munskingun-Cuge dependem certamente da vazão de referência adotada. Ponce e Yevjevich (1978) recomendam atualizar a vazão de referência passo a passo da seguinte forma:

$$Q_{ref}(t_2) = \frac{Q_{afluente}(t_1) + Q_{afluente}(t_2) + Q_{ref}(t_1)}{3}$$

A atualização da vazão de referência, no entanto, implica na atualização de todos os outros parâmetros do método: B_{ref}, V_{ref}, X, K, C_0, C_1 e C_2, passo a passo.

7.12. RESERVATÓRIOS PARA ATENUAÇÃO DE CHEIAS

As barragens para o represamento das águas em determinadas seções de um curso d'água podem cumprir objetivos de regularização das vazões.

Existem vários tipos de reservatórios para a finalidade de regularização de vazão e eles podem ser divididos em reservatórios on-line e off-line. Os on-line são aqueles que se encontram na linha principal do sistema e restituem os escoamentos de forma atenuada e retardada ao sistema de drenagem, de maneira continuada, normalmente por gravidade. A seguir são caracterizadas as várias formas de ocorrência destes reservatórios:

- Retenção: reservatórios de superfície que sempre contém um volume substancial de água permanente para servir as finalidades recreacionais, paisagísticas, ou até para abastecimento de água ou outras funções. O nível d'água eleva-se temporariamente acima dos níveis normais durante ou imediatamente depois das cheias.

- Detenção: áreas normalmente secas durante as estiagens, mas projetadas para reter águas superficiais apenas durante e após as cheias. O tempo de detenção relaciona-se apenas com os picos máximos de vazão requeridos à jusante e com os volumes armazenados.
- Sedimentação: reservatórios que possuem a função principal de reter sólidos em suspensão ou absorver poluentes que são carreados pelos escoamentos superficiais, mas também é utilizada para o controle de cheias.

Já os off-line, conhecidos por "piscinões", retêm volumes de água que são desviados da rede de drenagem principal quando ocorre à cheia e os restituem para o sistema, geralmente por bombeamento, ou por válvulas controladoras, depois de obtido o alívio nos picos de vazão.

Em geral, quando a obra de reserva possui finalidade múltipla incluindo controle de qualidade da água, podem-se prever, em um mesmo ponto do sistema, os dois tipos de reservatórios, acoplando um reservatório off-line com a finalidade de reter os volumes iniciais do deflúvio, o qual contém normalmente a maior carga de poluentes, provenientes da lavagem de ruas e edificações.

A eficiência dos reservatórios para contenção de cheias pode ser observada pela diferença entre os picos de vazão de entrada e de saída, para enchentes excepcionais. De acordo com o dimensionamento da saída de fundo dos reservatórios para contenção de cheias, é possível se observar também algum amortecimento em picos de enchente mais comuns.

A localização exata dos reservatórios deve ser objeto de grande preocupação dadas as dificuldades locacionais existentes, as eventuais populações ribeirinhas, as condições do meio para subsidiar um empreendimento, em geral, de grande porte e elevado custo de construção e manutenção. Destaca-se também a importante missão

de analisar um possível plano viário para que a alternativa locacional escolhida venha também atender uma possível interligação de vias nos perímetros urbanos.

7.12.1. AMORTECIMENTO DOS PICOS DE CHEIAS

Com a determinação dos eixos das barragens dos reservatórios para contenção de cheias, faz-se o levantamento da curva "cota x volume" de cada reservatório. Este levantamento é necessário para a simulação do sistema em questão e consequente determinação de sua capacidade e eficiência de amortecimento.

De posse disto, estima-se a altura máxima de cada barragem, a cota da soleira e a largura dos vertedores. Estima-se também os comprimentos para as galerias de fundo, suas declividades e coeficientes de Manning.

Para uma simulação inicial através do "DrenÁgua2009", por exemplo, faz-se necessário também a adoção de saídas de fundo padrão. Com o refinamento da modelagem e à medida que se obtém alguns resultados de simulação, é possível um melhor dimensionamento do arranjo final das saídas de fundo e dos reservatórios em geral. Semelhantemente, conforme alguns desenhos das estruturas são detalhados, procede-se o refinamento dos levantamentos e a correção das estimativas iniciais.

Com o objetivo de se diminuir ao máximo a vazão de pico a jusante do sistema modelado, diversas simulações e alternativas para as configurações das saídas de fundo devem ser estudadas.

A configuração adotada para os reservatórios teve de atender, no entanto, a alguns requisitos básicos, como:

- segurança da barragem;
- altura máxima da lâmina d'água sobre o vertedor;
- eficiência na contenção das enchentes.

Alguns outros requisitos podem ser fixados, como por exemplo:

- garantir maior diminuição no pico de vazão para um determinado período de retorno;
- permitir uma determinada lâmina d'água sobre o vertedor para certo período de retorno;
- garantir segurança das barragens de terra para um período de retorno mais elevado (TR = 500, 1.000 ou 10.000 anos, por exemplo);
- dimensionamento das galerias preferencialmente com células comerciais.

7.12.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE BARRAMENTOS

Em primeira instância, cabe destacar alguns conceitos importantes que serão abordados no decorrer do presente estudo, como, por exemplo:

- Área de Drenagem: área de contribuição ou bacia hidrográfica em que os escoamentos superficiais e sub-superficiais convergem naturalmente para um único ponto de saída, dito exutório. O traçado da área de drenagem pode ser feito a partir dos pontos de cota mais alta, corando perpendicularmente as curvas de nível, e de forma que nenhum curso d'água seja cruzado desta linha imaginária.
- Talvegue: linha por em que correm as águas no fundo de um vale, definida pela intersecção de planos das vertentes.
- Duração da precipitação: período de tempo que ocorre uma precipitação, normalmente expressa em horas ou min, geralmente.
- Intensidade da precipitação: relação entre a altura pluviométrica e a duração do evento, expressa em mm/hora ou mm/minuto.

- Vazão de Projeto: as vazões de enchente determinam a vazão máxima de projeto que pode ocorrer em um determinado período de retorno, sobre uma bacia hidrográfica.
- Período de retorno: é o período de tempo, expresso em anos, em que um evento hidrológico, como, por exemplo, uma cheia, é igualada ou excedida.

O estudo de vazões para o dimensionamento de dispositivos de controle de cheias e enchentes deve levar em consideração alguns aspectos importantes, como as metodologias técnicas de dimensionamento disponíveis e o atendimento aos requisitos normativos para regularização das estruturas conforme legislação vigente.

A elaboração dos projetos de macrodrenagem depende de alguns dados preliminares, como, por exemplo, a estimativa do escoamento superficial direto e o cálculo da vazão máxima de projeto, como será visto ao longo deste capítulo.

Neste sentido, o manual do FCHT Diretrizes Básicas para projetos de Drenagem Urbana para o município de São Paulo, destaca que:

"o volume do escoamento superficial direto é primordialmente determinado pela quantidade de água precipitada, características de infiltração do solo, chuva antecedente, tipo de cobertura vegetal, superfície impermeável e retenção superficial. Já o tempo de trânsito das águas (que determina os parâmetros de tempo do hidrograma do escoamento superficial direto) é função da declividade, rugosidade superficial do leito, comprimento de percurso e profundidade d'água do canal. Portanto, os efeitos da urbanização na resposta hidrológica das bacias de drenagem devem ser analisados sob a ótica tanto do volume do escoamento superficial direto, quanto do tempo de trânsito das águas."

As metodologias de cálculo da vazão máxima de projeto, e demais aspectos relacionados aos procedimentos adotados, para elaboração deste projeto serão apresentadas sucintamente a seguir.

No que se refere aos aspectos de regularização da implantação das estruturas, tem-se que a vazão de projeto deverá ser calculada considerando todos os requisitos normativos e legais estabelecidos por órgãos reguladores, como, por exemplo, o Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE) e a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB).

No caso do DAEE, em 30 de Julho de 2007, foi publicado manual contendo Instruções Técnicas DPO para os seguintes estudos e projetos referente à apresentação de projetos para obtenção de outorgas:

- IT DPO nº. 01 – requerimentos, documentação técnica associada e seus instantes de apresentação ao DAEE.
- IT DPO nº. 02 – critérios para elaboração de estudos hidrológicos e hidráulicos.
- IT DPO nº. 03 – conteúdo mínimo de estudos técnicos para implantação de obras hidráulicas.
- IT DPO nº. 04 – conteúdo mínimo de estudos técnicos para regularização de obras hidráulicas existentes.

Nessas ITs destaca-se que:

- Na elaboração de estudos hidrológicos para a determinação da vazão máxima de projeto, a metodologia convencionada para bacias de até 2 km² de área de drenagem é o Racional.
- O período de retorno deverá ser no mínimo de 25 anos para Zona Rural e 100 anos para Zona Urbana ou de expansão urbana, para cálculo de vazões máximas. No caso de projetos de canalizações ou travessias de maior porte, independente de sua localização o período de retorno será de 100 anos, no

mínimo. No caso de barramentos convencionaram-se como período de retorno mínimo os seguintes valores:

Quadro 15 Tempo de Retorno (anos) - Barramentos

Maior altura do barramento H (m)	Região de influência a jusante	
	Sem risco para habitações ou pessoas	Com risco para habitações ou pessoas
H ≤ 5	100	5000
5 < H ≤ 10	500	1.000
H > 10	1.000	10.000

Fonte: DAEE (2007)

- Para o cálculo do escoamento superficial direto, tem-se que os coeficientes e parâmetros devem ser avaliados para as condições atuais da bacia de contribuição, devendo os mesmos ser corrigidos para uma condição futura, de acordo com projeções de evolução do uso e ocupação dos solos da bacia, respeitando-se os mínimos de 0,25 para Coeficiente de Escoamento Superficial Direto; e 60 para "Curve Number".
- Sobre o tempo de concentração convencionou-se que o máximo permitido deverá respeitar o resultado obtido a partir do Tempo de concentração de "Califórnia Culverts Practice":

Para determinação da intensidade de chuvas de projeto é necessário utilizar as equações de intensidade, duração e frequência consolidadas ou aceitas pelo DAEE.

Na regularização de obras existentes também foram estabelecidos critérios mínimos para análise dos estudos, como pode ser observado na IT DPO nº. 02/2007.

Conforme IT DPO nº. 03/2007, os estudos hidrológicos para implantação de obras hidráulicas devem conter os seguintes itens mínimos:

- Estudos Hidrológicos desenvolvidos por métodos indiretos:
- Valor da área da bacia de contribuição limitada pela seção da obra ou interferência;
- Metodologia empregada: discriminação e justificativa;

- Perfil do talvegue desde o divisor de águas até a seção de projeto: tabela e gráfico;
- Determinação da declividade média ou equivalente do talvegue;
- Determinação do tempo de concentração (t_c) relativo à bacia de contribuição;
- Definição do coeficiente de escoamento superficial (C, C_2) o do número de curva (CN);
- Período de retorno (TR), definido em função do porte da obra;
- Cálculo da intensidade da chuva de projeto ($i_{t,T}$);
- Determinação da vazão de enchente de projeto, do respectivo hidrograma e de seu volume;
- Desenho: Planta planialtimétrica da bacia de contribuição, obtida a partir das folhas do IBGE (1:50.000), com hidrografia e limites da área de drenagem.
- Estudos Hidrológicos desenvolvidos por métodos estatísticos diretos:
- Informações sobre o posto fluviométrico: entidade operadora, identificação, coordenadas, área de drenagem controlada, período de observação;
- Apresentação do valor da área da bacia de contribuição limitada pela seção da obra ou interferência;
- Apresentação da metodologia empregada: discriminação e justificativa;
- Série histórica de vazões máximas;
- Análise de consistência e homogeneidade da série histórica de dados fluviométricos;
- Curva de probabilidade de ocorrência de vazões máximas;

- Correlação entre a bacia definida pelo posto fluviométrico analisado e a bacia de contribuição limitada pela seção de projeto;
- Período de retorno (TR) – definido em função do tipo de obra;
- Determinação da vazão de enchente de projeto, do respectivo hidrograma e de seu volume;
- Desenhos: planta planialtimétrica da bacia de contribuição, obtida a partir das folhas do IBGE (1:50.000), com hidrografia e limites da área de drenagem; e planta de localização do posto fluviométrico escolhido, com a hidrografia, sede municipal e rodovias de acesso.

Os limitantes para os projetos hidráulicos de implantação de estruturas e também para estruturas já construídas serão apresentados em momento oportuno, quando da definição dos dispositivos que poderão ser construídos, implantados ou que precisem ser regularizados por tratar-se de estrutura pronta, no controle da vazão excedente das bacias em estudo.

Tendo em vista o exposto acima, observa-se que os métodos de cálculo de chuvas excedentes ou chuvas máximas de projeto podem conter limitantes, principalmente quanto ao tempo de retorno para o qual os métodos disponíveis foram sistematizados.

Desta forma, apresentam-se a seguir algumas informações sobre os métodos, e a possibilidade de extrapolação dos resultados obtidos de forma a obter-se os resultados em conformidade com os padrões mínimos estabelecidos de período de retorno, dentre outros.

7.12.3. ALGORITMO PARA OBTENÇÃO DE VAZÃO REGULARIZADA

De acordo com os dados de entrada de cada reservatório, para obtenção da vazão regularizada pode-se utilizar de um volume inicial ($V_0 = 0\,m^3$ ou $V_0 > 0\,m^3$). O balanço entre as vazões afluentes (hidrograma de entrada) e efluentes (saída de fundo e/ou vertedor)

do reservatório determinam seu volume armazenado, que, através da sua curva cota x volume, determina a altura da lâmina d'água no mesmo, que, por sua vez, determina as vazões efluentes. Eis o algoritmo:

- (1º) acrescentar o volume afluente (hidrograma de entrada) do intervalo atual ao volume total do reservatório no intervalo anterior;
- (2º) verificar a altura da lâmina d'água atingida;
- (3º) calcular vazões efluentes;
- (4º) retirar volume efluente calculado do volume total do reservatório;
- (5º) retornar ao primeiro passo até que se atinja o último intervalo do hidrograma de entrada do reservatório.

É certo que a sequência descrita descreve de forma muito simples um processo dinâmico de um reservatório, mas demonstrou-se bastante eficiente e fiel à realidade. No modelo computacional há, no entanto, duas técnicas utilizadas para melhoramento do algoritmo descrito: subdivisão dos intervalos de tempo e altura média da lâmina d'água e prioridade para utilização da saída de fundo.

7.13. Cálculo de Vazão Máxima de Projeto ou Catastrófica

A vazão máxima de um rio é entendida como sendo o valor associado a um risco de ser igualado ou ultrapassado. O hidrograma de projeto ou hidrograma tipo é uma sequência temporal de vazões relacionadas a um risco de ocorrência. Esta sequência se caracteriza pelo seu volume, distribuição temporal e valor máximo (pico do hidrograma).

A vazão máxima é utilizada na previsão de enchentes e no projeto de obras hidráulicas tais como condutos, canais, bueiros, entre outras; já o hidrograma de projeto é necessário quando o

volume, a distribuição temporal e o pico são importantes no funcionamento da obra hidráulica, como no caso de reservatórios.

Diversas são as metodologias de cálculo para o estudo de vazões de enchentes, sendo que de acordo com DAEE (2006), Guia Prático para Projetos de Pequenas Obras Hidráulicas, o uso das mesmas deve levar em consideração os dados disponíveis para seu desenvolvimento, conforme abaixo apresentado.

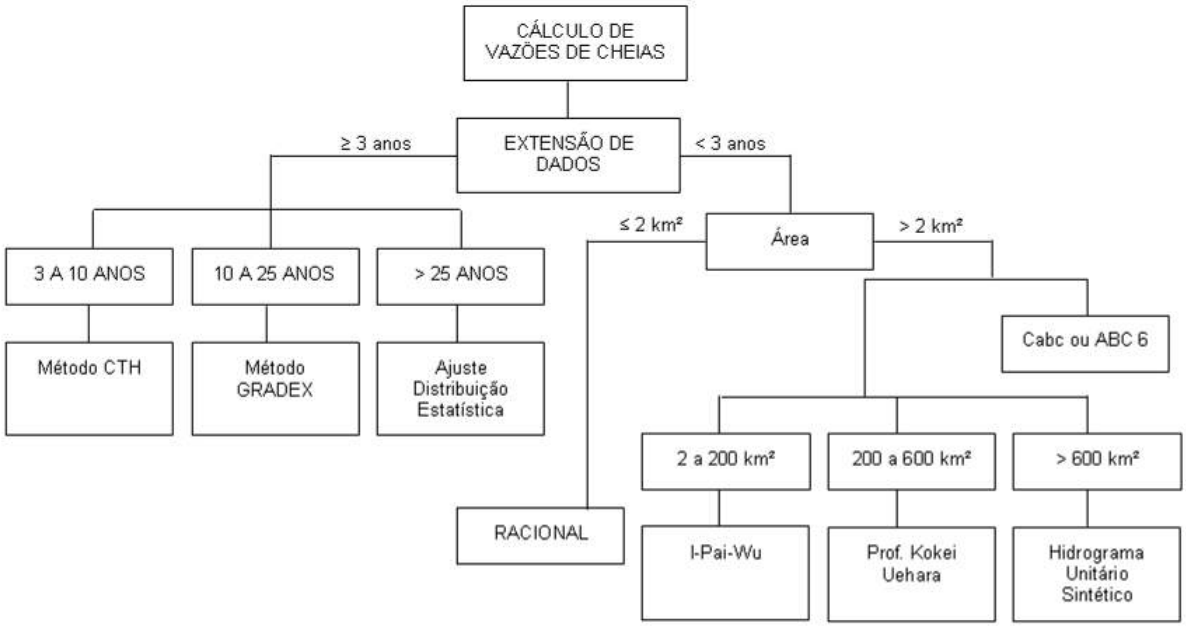


Figura 27 Diagrama de Metodologias adotadas para a estimativa de vazões máximas

Fonte: DAEE (2006)

Dentre os processos indiretos para obtenção de dados para o planejamento urbano no caso de enchentes e cheias podem-se ser realizados conforme modelos de chuva-Número da Curva, podendo ser elaborados com simulações discretas ou contínuas, conforme abaixo especificado.

No caso das simulações discretas é feita uma análise estatística de dados históricos sobre os picos e volumes de cheias, selecionando-se os eventos extremos. Neste tipo de simulação são gerados hietogramas com base nas equações do tipo IDF. A partir destes dados são gerados hidrogramas dos eventos críticos e assume-se que

a vazão excedente apresenta a mesma recorrência estatística da chuva que a gerou.

DAEE (2006), no entanto, não estabelece metodologia para a distribuição do hietograma.

As simulações contínuas são aplicáveis no dimensionamento de bacias de detenção e outras soluções não convencionais, sendo necessária a obtenção de dados históricos contínuos.

No caso de simulações sem dados históricos contínuos, Canholi (2005) recomenda o uso de modelos pseudocontínuos, em que são elaborados hietogramas para eventos extremos, e por meio de modelos discretos, obtêm-se os hidrogramas correspondentes. Também são selecionados os picos máximos anuais ou os volumes máximos dos Números da Curva e realizam-se análises estatísticas de vazão x frequência ou volume x frequência.

O método de cálculo tanto de vazões de pico quanto de vazões excedentes deverá ser definido com base nas informações disponíveis sobre a bacia hidrográfica em questão, e assim sendo, o Tempo de Retorno adotado poderá não ser correspondente ao previsto nas normatizações para outorga e licenciamento da estrutura. Desta forma, os técnicos projetistas podem se valer de métodos de extrapolação que permitam a obtenção de resultados de vazão com o período de retorno adequado a partir da vazão calculada pelo método selecionado anteriormente.

7.13.1. Extrapolação de Vazão

Dada a impossibilidade de se utilizar a IDF do DAEE (Martinez e Magni, 1999) para período de retorno superior a 200 anos, limite máximo de uso do método de cálculo de vazão, a determinação da vazão para 500, 1.000 ou 10.000 anos, será realizada pela extrapolação apresentada pela equação a seguir ou pelo estudo da série histórica de postos fluviométricos existentes.

$$IDF(t,TR) = \begin{cases} IDF(t,TR) & se\ TR \le TR_{máximo\ da\ equação} \\ IDF\left(t,TR_{máximo\ da\ equação}\right) \cdot \dfrac{\ln(TR)}{\ln\left(TR_{máximo\ da\ equação}\right)} & se\ TR > TR_{máximo\ da\ equação} \end{cases}$$

Equação 27 – Método de extrapolação da equação IDF para Tempo de Recorrência superiores ao admitido pela equação

7.14. MODELAGEM COMPUTACIONAL

7.14.1. EVOLUÇÃO DO MODELO PROPOSTO

7.14.1.1. "MODELO EESC"

Entre 1992 e 1993, foi desenvolvido no âmbito do Departamento de Hidráulica e Saneamento, SHS-EESC-USP, pelo Prof. Antonio Marozzi Righetto com o auxílio do Prof. Rodrigo de Melo Porto e Prof. Swami Marcondes Villela um modelo de macrodrenagem chamado "MODELO EESC" em "FORTRAN 77" no ambiente "DOS 6.2".

7.14.1.2. SOFTWARE "SISTEMA DE MACRODRENAGEM DE SÃO CARLOS V.2.0"

As rotinas do "MODELO EESC" foram absorvidas pela "SHS – Consultoria e Projetos de Engenharia S/S Ltda." no software "Sistema de Macrodrenagem de São Carlos v.2.0", elaborado pela "Human Tecnologies" em "Borland Windows C++", em ambiente "Windows", cujo código computacional se perdeu no tempo.

As principais características do MODELO EESC estão listadas a seguir:

- Quantidade de intervalos de simulação:
- 40 intervalos
- Quantidade de intervalos de simulação reservados para o evento chuvoso:
- 20 intervalos
- Precipitação:
- Equação IDF do tipo geral

- Tempo em que ocorre o pico do evento chuvoso:
- Em 1/3 da duração total do evento chuvoso
- Hietograma de projeto:
- Blocos alternados
- Tempo de concentração:
- George Ribeiro (1961), apud Garcez (1970)
- Modelo Chuva-Deflúvio:
- SCS – U.S. Departament do Soil Conservation Service
- Hidrograma unitário:
- HUT – Hidrograma unitário triangular
- Escoamento em canais:
- Escoamento cinemático
- Sem considerar medias entre seções e no tempo
- Sem considerar vazão lateral

As características do canal são conforme Li et al. (1975), porém válidas para toda a calha entre duas seções

- Solução da equação continuidade pelo método de Newton-Raphson, porém com erro no algoritmo de convergência
- Rede drenagem:
- Um tramo recebe até dois tramos de entrada
- Uma seção recebe até duas sub-bacias
- Não considera sub-bacias laterais
- Reservatórios e passagens: não considera

7.14.1.3. SOFTWARE "DRENSHS V.1.0 E V.2.0"

Entre 2003 e 2004, no âmbito da "SHS – Consultoria e Projetos de Engenharia S/S Ltda." foram empreendidos os primeiros aperfeiçoamentos no "MODELO EESC", pelo estudante de engenharia e estagiário Raphael Machado sob a coordenação do Prof. Swami

Marcondes Villela, diretor técnico da empresa e contou com a colaboração do Prof. Rodrigo de Melo Porto para o desenvolvimento do modelo de vertedores do tipo Creager. O modelo/software passou a ser chamado "DrenSHS" (depois "DrenSHS v.2.0) e foi implementado em "Compaq Visual Fortran v.6.1" em ambiente "Windows".

Os principais aperfeiçoamentos do modelo computacional utilizado no "DrenSHS v.2.0" em relação ao "MODELO EESC" estão listados a seguir:

- Quantidade de intervalos de simulação:
- Até 100 intervalos
- Quantidade de intervalos de simulação reservados para o evento chuvoso:
- Até 100 intervalos
- Precipitação:
- Hietograma de projeto real ou
- Equação IDF do tipo geral (I), geral modificada (II), Pfaffstetter, Magni & Mero ou DAEE-CTH
- Tempo em que ocorre o pico do evento chuvoso:
- Entre o início e o fim da duração total do evento chuvoso, a escolher
- Hietograma de projeto a partir da IDF:
- Blocos alternados
- Escoamento em canais:
- Solução da equação continuidade pelo método de Newton-Raphson
- Critério de convergência pelo erro absoluto da equação: $f(Q_{jusante}) \rightarrow 0$
- Rede drenagem:

- Uma seção recebe até três sub-bacias
- Incluídos reservatórios e passagens
- Reservatórios e passagens
- Método usado: lei da conservação de massa
- Vertedores:
- Com fornecimento do coeficiente do vertedor ou
- o tipo Creager
- Saídas de fundo:
- Circulares ou células retangulares
- Uma ou mais saídas em paralelo
- Relatório de simulação
- Aperfeiçoados

7.14.1.4. SOFTWARE "DRENSHS 2007"

Após 2005, novos aperfeiçoamentos foram implantados pelo engenheiro e estudante de pós-graduação Raphael Machado. O modelo/software passou a ser chamado "DrenSHS 2007" e foi implementado em "Compaq Visual Fortran v.6.6" em ambiente "Windows", e é objeto do presente trabalho.

Os principais aperfeiçoamentos do modelo computacional utilizado no "DrenSHS 2007" em relação ao "DrenSHS v.2.0" estão listados a seguir:

- Precipitação:
- Hietograma de projeto a partir da IDF:
- Método de Keifer & Chu (1957), apud Righetto (1998)
- Tempo de concentração:
- George Ribeiro (1961), apud Garcez (1970) ou
- Kirpich (A < 1 km²) / Kirpich modificada (A > 1 km²)
- SCS Lag

- Ven Te Chow (?), apud Canholi (2005)
- Hidrograma unitário:
- HUT-SCS – Hidrograma unitário triangular do SCS
- HUC-SCS – Hidrograma unitário curvilíneo do SCS
- Escoamento em canais:
- Escoamento cinemático

Considera valores medias entre seções e no tempo na equação da continuidade, conforme Li et al. (1975), apud Righetto (1998)

Considera vazão lateral, conforme Righetto (1998)

- Pode considerar a aplicação da equação da continuidade em seções consecutivas, isto é, permite-se o escoamento não uniforme
- Solução da equação continuidade: pelo método de Newton-Raphson

Critério de convergência pelo erro relativo da equação: $f(Q_{jusante}) \rightarrow 0$, conforme RIGHETTO (1998).

- Atraso do hidrograma de entrada pelo tempo de trânsito
- Considera ½ da vazão lateral na rotina de atraso a outra ½ é pontual após o atraso (sem fundamento na literatura disponível)
- Rede drenagem:
- Uma seção recebe até quatro sub-bacias
- Sub-bacias de entrada podem ser laterais ou pontuais (concentradas)
- Sub-bacias de entrada podem ser alocadas antes ou após estrangulamentos (travessias) e/ou reservatórios.

No final de 2007, os autores do software DrenSHS 2007 optaram re-nomeá-lo para "DrenÁgua" para que se desvincule seu nome à

empresa em que foi atualizado ou mesmo ao Departamento de Hidráulica e Saneamento da EESC/USP.

Desde esta época os primeiros autores delegaram as futuras correções, atualizações, inovações e versões do modelo/software ao Eng. Raphael Machado.

7.14.1.5. MODELO/SOFTWARE "DRENÁGUA 2009"

Após 2007, novos aperfeiçoamentos foram implementados pelo Eng. Raphael Machado passando a chamar-se "DrenÁgua", hoje na versão 2009.

Os principais aperfeiçoamentos do modelo computacional utilizado no "DrenÁgua 2009" em relação ao "DrenSHS 2007" estão listados a seguir:

- Precipitação:
- Hietograma de projeto a partir da IDF:
- Distribuição uniforme, além das outras já incluídas
- Escoamento em canais:
- Muskingun
- Muskingun-Cunge
- Busca pela duração de chuva mais crítica por bacia e seção

De forma mais simplificada, o software pode ser dividido nos seguintes procedimentos:

- Entrada de dados;
- Cálculo do hietograma de projeto;
- Cálculo dos hidrogramas das bacias de contribuição;
- Cálculo dos hidrogramas das seções;
- Cálculo do coeficiente de deflúvio de cada seção e bacia;
- Obtenção da área de drenagem do sistema;
- Obtenção do tempo de concentração do sistema;
- Obtenção dos picos de vazão e velocidade do sistema;

- Arquivamento dos resultados da simulação;
- Visualização de resultados.

As figuras a seguir, mostram algumas caixas de diálogo do software desenvolvido.

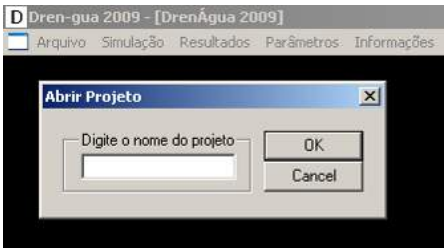


Figura 28 - Caixa de diálogo para abertura de projeto novo
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

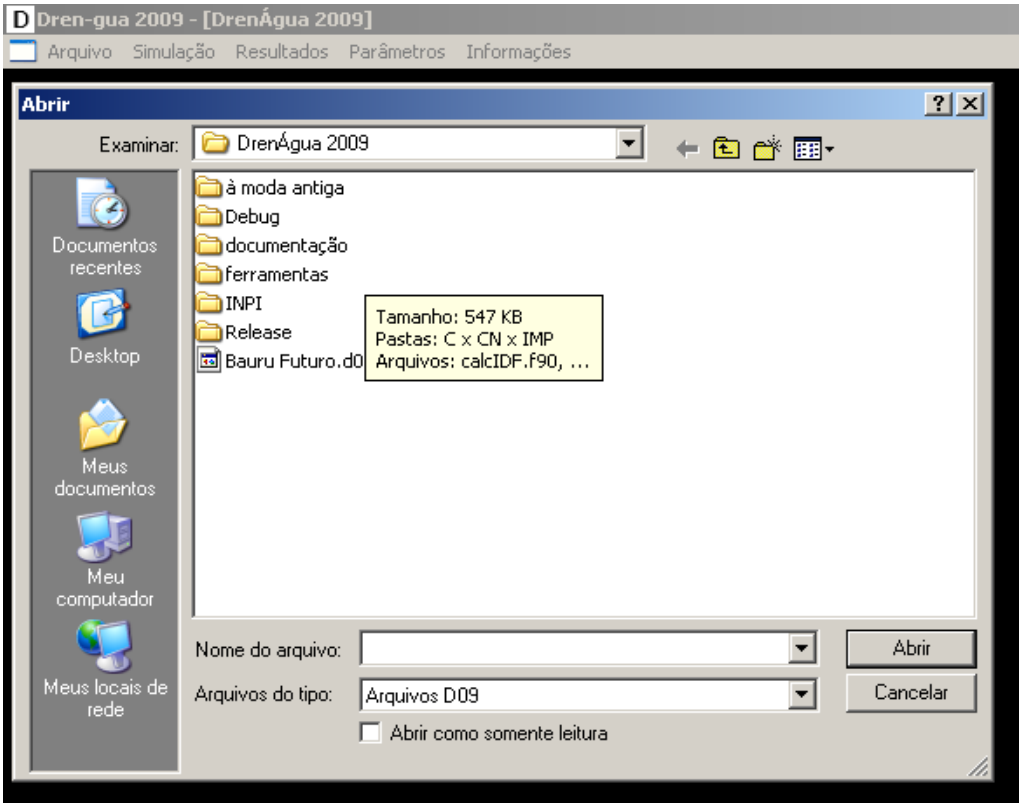


Figura 29 - Caixa de diálogo para abertura de projeto existente
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

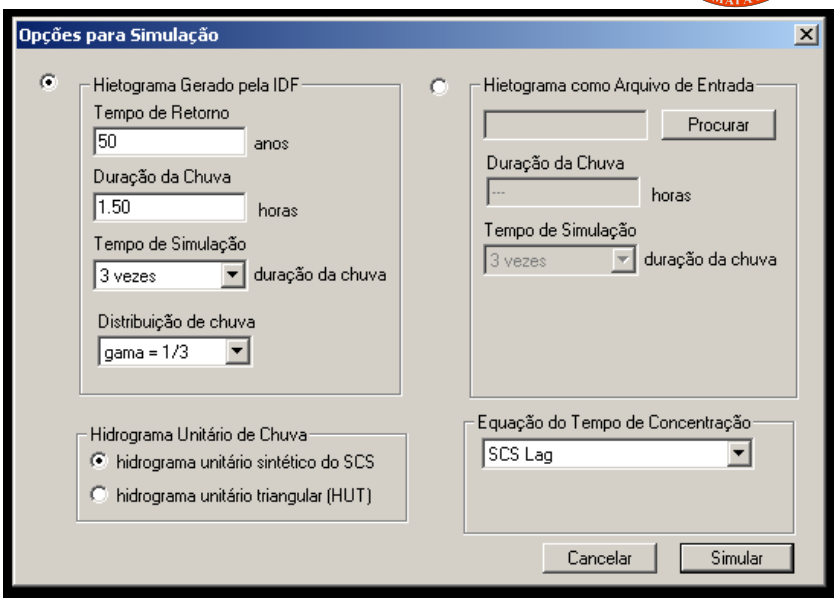


Figura 30 - Caixa de diálogo para "start" da simulação

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

Figura 31 - Caixa de diálogo para habilitação de travessias

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

Figura 32 - Caixa de diálogo para habilitação de reservatórios
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

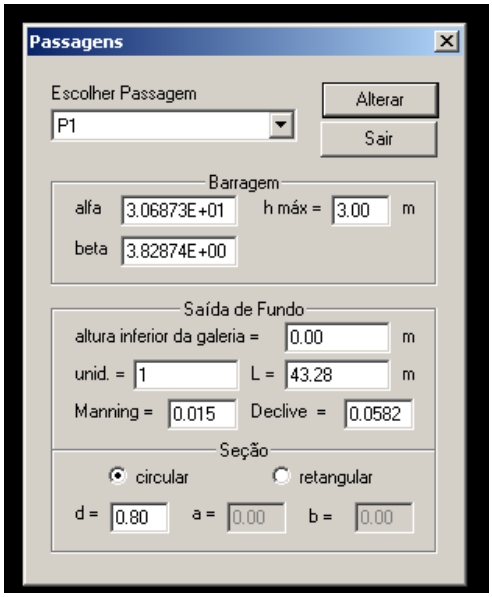


Figura 33 - Caixa de diálogo para configuração das travessias
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

Figura 34 - Caixa de diálogo para configuração dos reservatórios
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

Figura 35 - Caixa de diálogo para configuração das bacias de drenagem
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

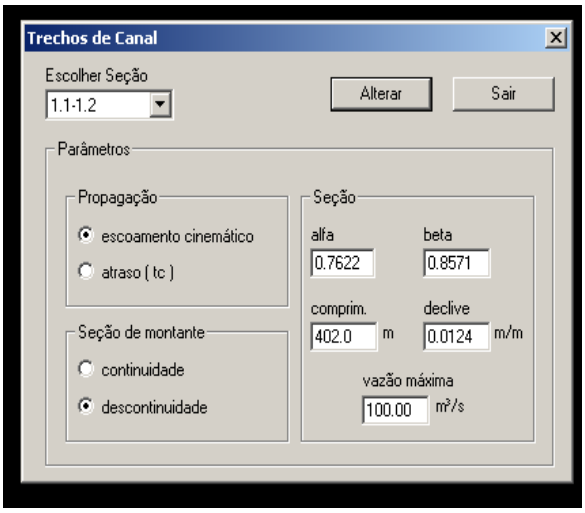


Figura 36 - Caixa de diálogo para configuração dos reservatórios

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

Figura 37 - Barra de comando com destaque para os formatos de saída

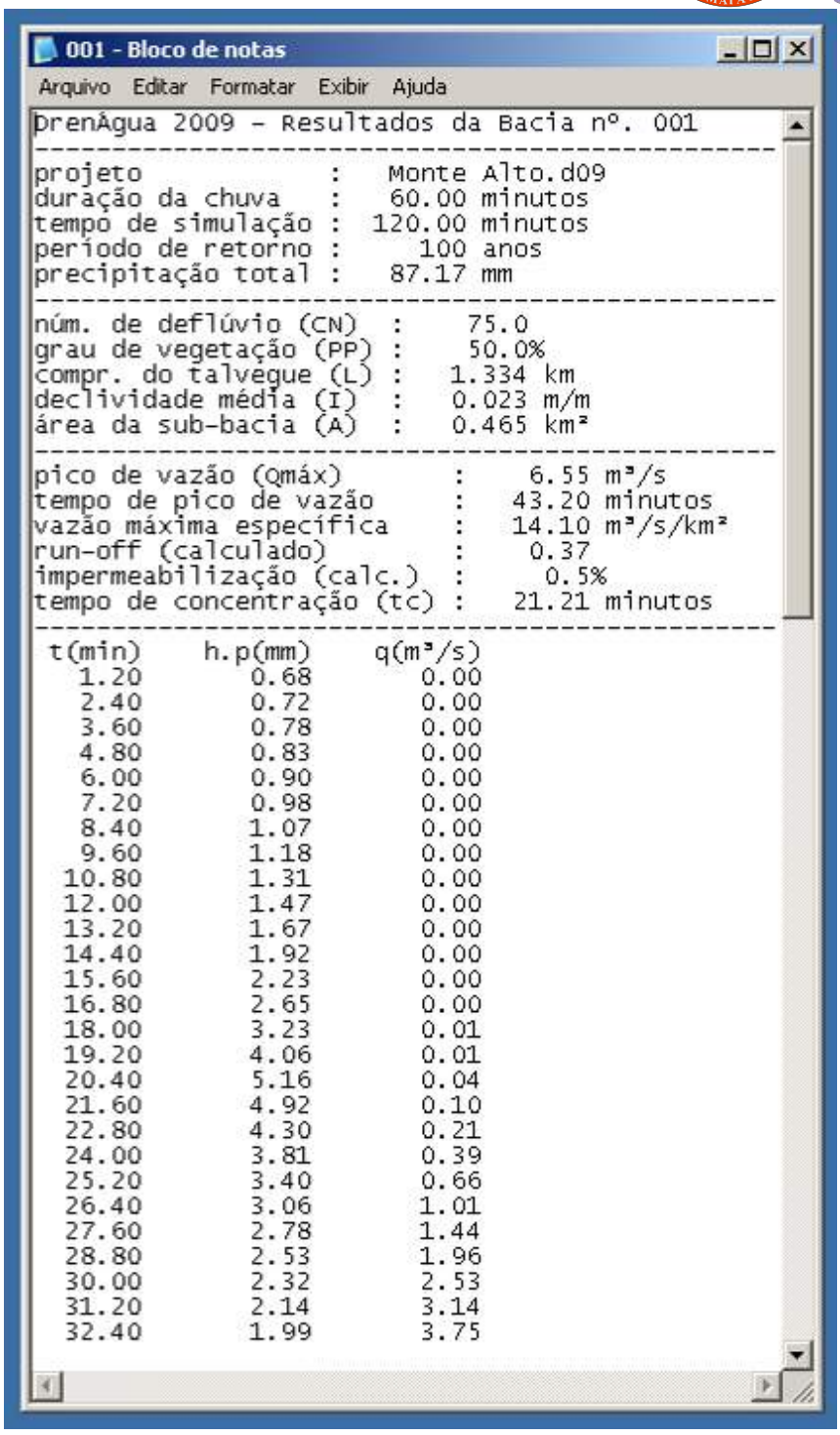
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

Figura 38 - Caixa de diálogo – aviso do salvamento dos resultados em formato TXT

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

Figura 39 - Caixa de diálogo para selecionar o dispositivo de saída

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado



001 - Bloco de notas

Arquivo Editar Formatar Exibir Ajuda

```
DrenÁgua 2009 - Resultados da Bacia nº. 001
-------------------------------------------------
projeto             :   Monte Alto.d09
duração da chuva    :   60.00 minutos
tempo de simulação  :  120.00 minutos
período de retorno  :     100 anos
precipitação total  :   87.17 mm
-------------------------------------------------
núm. de deflúvio (CN)  :    75.0
grau de vegetação (PP) :    50.0%
compr. do talvegue (L) :   1.334 km
declividade média (I)  :   0.023 m/m
área da sub-bacia (A)  :   0.465 km²
-------------------------------------------------
pico de vazão (Qmáx)          :    6.55 m³/s
tempo de pico de vazão        :   43.20 minutos
vazão máxima específica       :   14.10 m³/s/km²
run-off (calculado)           :    0.37
impermeabilização (calc.)     :     0.5%
tempo de concentração (tc)    :   21.21 minutos
-------------------------------------------------
 t(min)     h.p(mm)     q(m³/s)
   1.20        0.68        0.00
   2.40        0.72        0.00
   3.60        0.78        0.00
   4.80        0.83        0.00
   6.00        0.90        0.00
   7.20        0.98        0.00
   8.40        1.07        0.00
   9.60        1.18        0.00
  10.80        1.31        0.00
  12.00        1.47        0.00
  13.20        1.67        0.00
  14.40        1.92        0.00
  15.60        2.23        0.00
  16.80        2.65        0.00
  18.00        3.23        0.01
  19.20        4.06        0.01
  20.40        5.16        0.04
  21.60        4.92        0.10
  22.80        4.30        0.21
  24.00        3.81        0.39
  25.20        3.40        0.66
  26.40        3.06        1.01
  27.60        2.78        1.44
  28.80        2.53        1.96
  30.00        2.32        2.53
  31.20        2.14        3.14
  32.40        1.99        3.75
```

Figura 40 - Exemplo dos resultados de uma bacia

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

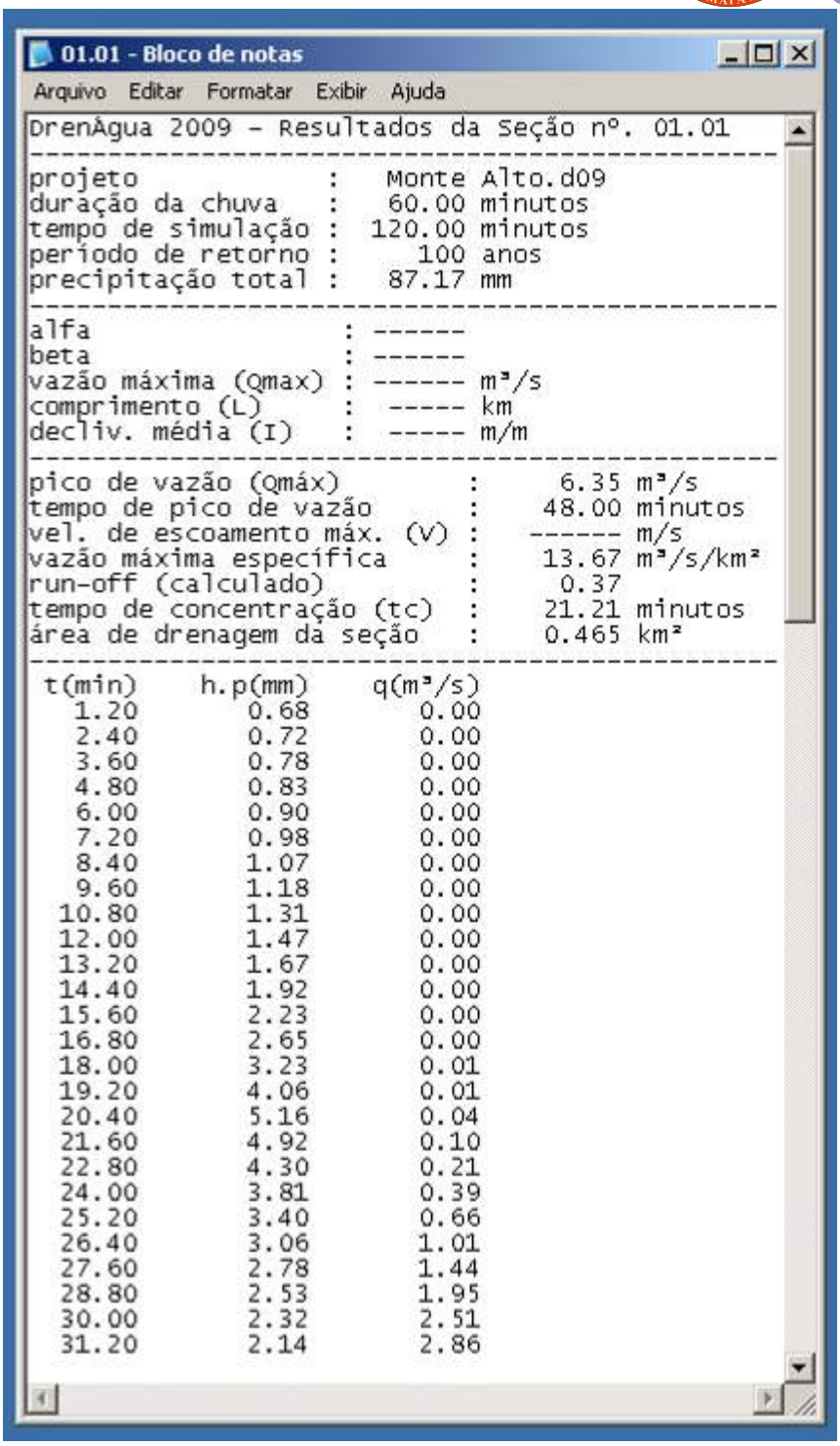


Figura 41 - Exemplo dos resultados da simulação de uma determinada seção hidráulica

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

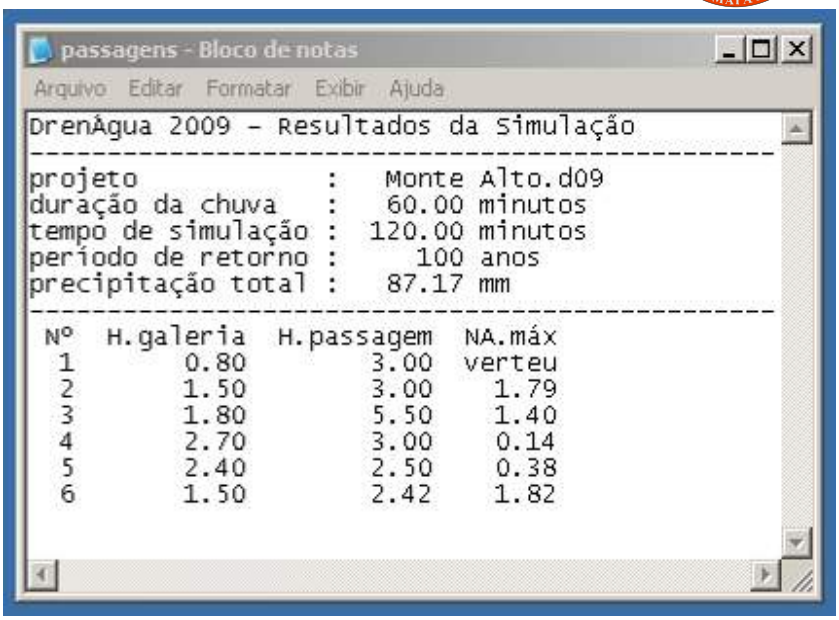


Figura 42 - Exemplo dos resultados das travessias

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

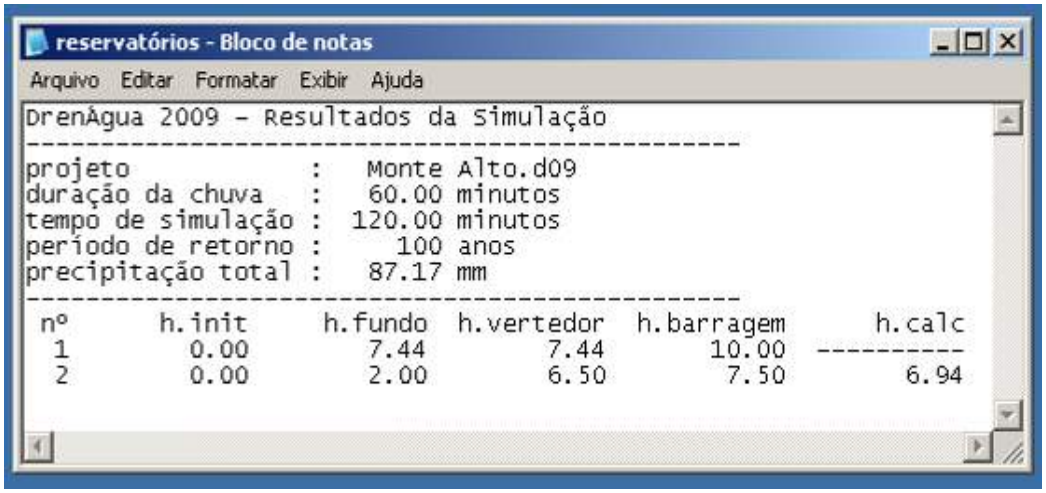


Figura 43 - Exemplo dos resultados dos reservatórios

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

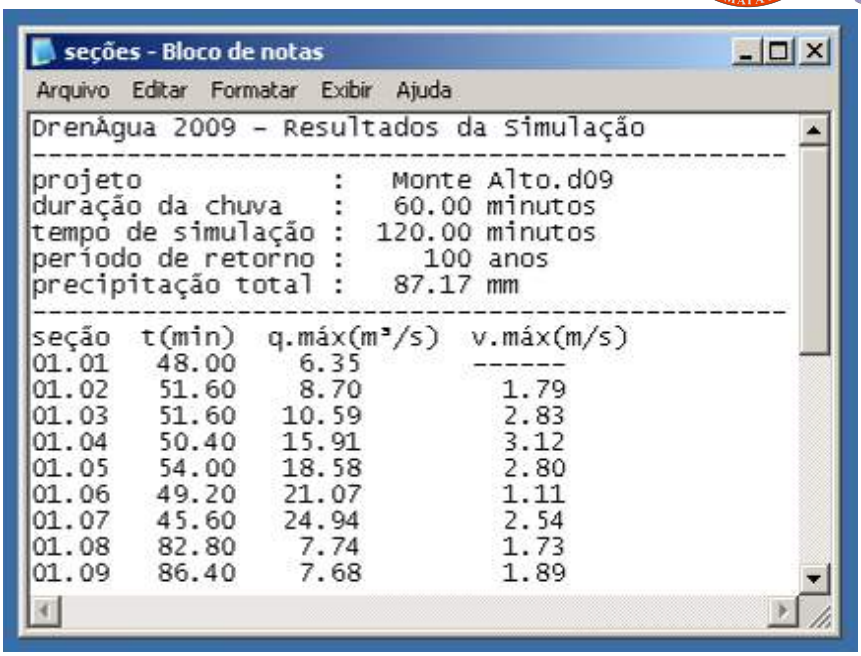


Figura 44 - Exemplo dos resultados resumidos das seções

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

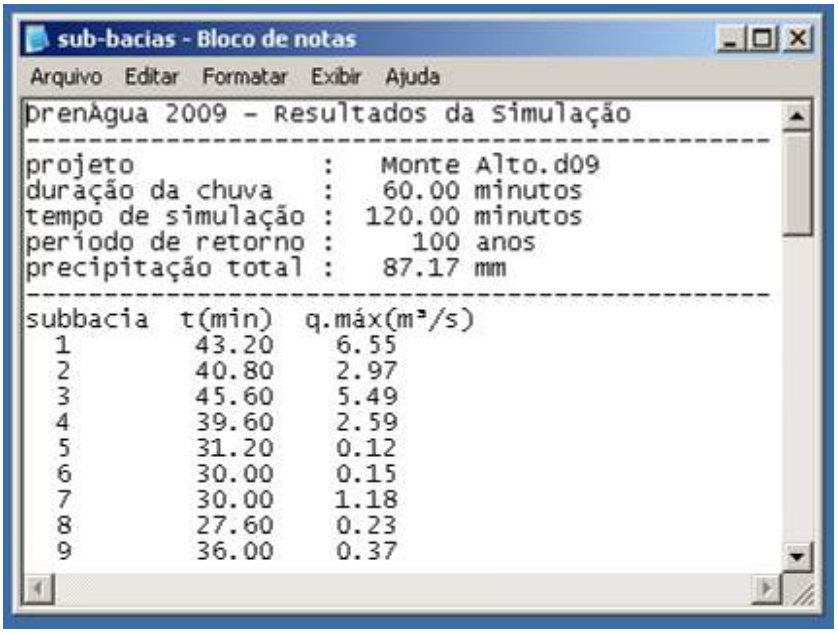


Figura 45 - Exemplo dos resultados resumidos das sub-bacias

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

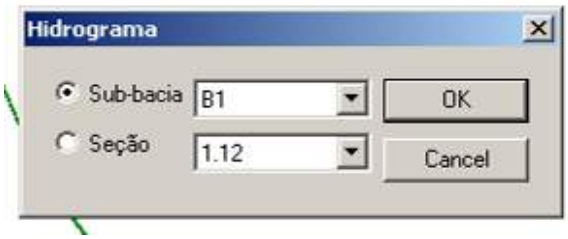


Figura 46 - Caixa de diálogo para escolha do hidrograma a ser traçado

Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

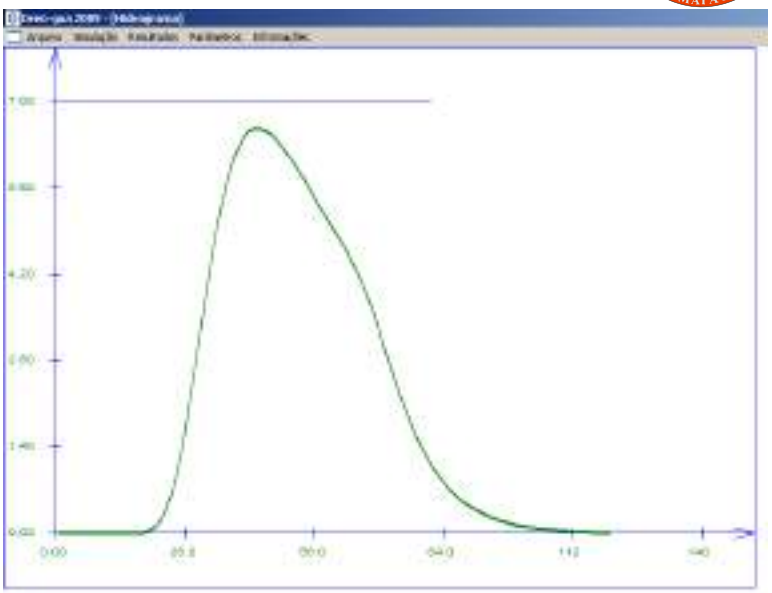


Figura 47 - Exemplo de hidrograma
Fonte: VM Engenharia, Raphael Machado

7.15. MODELAGEM DO SISTEMA DE MACRODRENAGEM

7.15.1. INTRODUÇÃO

A modelagem definida para integração dos métodos de geração de hidrogramas de bacias, propagação de cheias em canais e amortecimento dos picos de cheia em reservatórios expressa todo o sistema a ser simulado por:

- tramos;
- seções;
- trechos de canal;
- reservatórios para contenção de cheias (ou passagens);
- bacias de contribuição.

Um tramo é um trecho de um curso d'água. Cada tramo é constituído de várias seções e os trechos de canal que as ligam. Um tramo pode receber dois tramos de montante, formando assim um sistema de árvore binária, como mostrado na Figura 71.

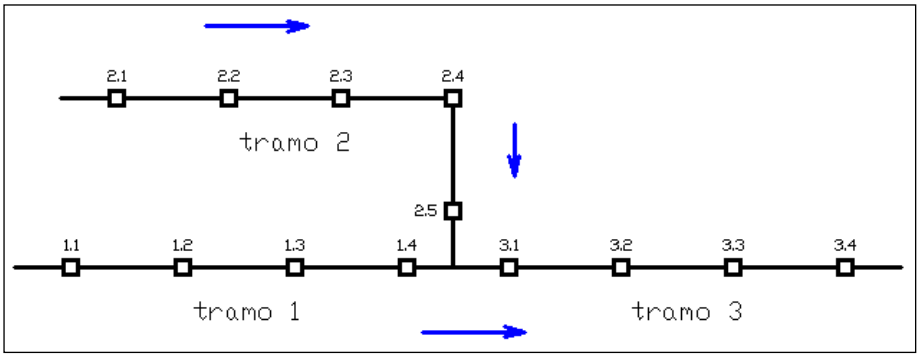


Figura 48 - Rede de Drenagem expressa por Tramos e Seções

Pelo exemplo da Figura 71, observa-se que o tramo 1 é dividido em três trechos, enquanto que os tramos 2 e 3 são divididos, respectivamente, em 4 e 3 trechos. Os tramos 1 e 2 são de montante, enquanto que o tramo 3 recebe os hidrogramas de saída dos tramos 1 e 2.

Entre duas seções consecutivas (de um mesmo tramo) considera-se um trecho de canal com características próprias de escoamento. Cada seção pode receber afluências de até três bacias de contribuição e conter um reservatório para contenção de cheias.

A geração dos hidrogramas nas seções é feita na seguinte seqüência durante o processo de calculo e simulação:

- propagação das vazões (hidrograma de saída) da seção a montante;
- soma do hidrograma propagado com as contribuições de vazão das bacias alocadas;
- havendo reservatório na seção, efetuar o amortecimento do hidrograma resultante.

Uma bacia de contribuição pode também conter um reservatório em sua saída. Neste caso, o amortecimento do pico de enchente (pico do hidrograma de saída da bacia) é feito da mesma maneira que nas seções.

A Figura 72, a seguir mostra uma possível configuração entre seções, bacias de contribuição e reservatórios.

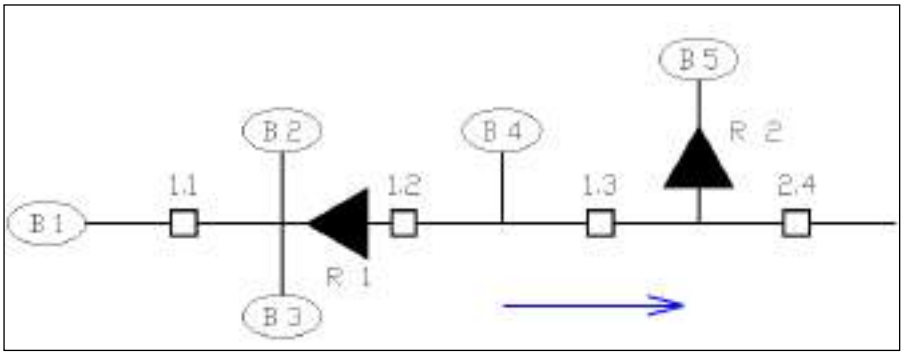


Figura 49 - Alocação de Bacias e Reservatórios nas Seções

Pelo exemplo mostrado na Figura 72, a seção 1.1 recebe a contribuição de vazões vindas da bacia B 1, a seção 1.2 recebe a vazão regularizada do reservatório R 1 que, por sua vez recebe a vazão de saída da seção 1.1 propagada pelo trecho de canal entre as seções 1.1 e 1.2 e as vazões das bacias de contribuição B 2 e B 3. A seção 2.4 recebe a vazão da bacia B 5 (composta de sua área de contribuição e o reservatório R 2), mais o efluente de jusante da seção 1.3.

7.15.2. TRAÇADO DAS SUB-BACIAS

A princípio deverão ser traçadas sub-bacias em cada um dos corpos d'água que formam a área de drenagem em estudo no município, observando-se para tanto as interferências existentes, como travessias e confluências. A partir do traçado das sub-bacias é possível identificar as seções de cada um dos corpos d'água.

A partir dos dados topográficos e do traçado das sub-bacias serão obtidos os talvegues e definidas as cotas máxima e mínima.

Para cada sub-bacia serão determinados ainda o tipo de solo e respectivo tipo de ocupação encontrada no local, conforme consta mapa de uso e ocupação do solo, mapa de zoneamento do município e mapa de setores censitários, sendo calculado a partir destes dados o Número da Curva correspondente a cada um destas sub-bacias.

Os valores de CN por sub-bacia poderão ser observados no Software DrenÁgua2009, em que constam ainda os demais dados necessários à modelagem das sub-bacias: Comprimento do talvegue

(km), Declividade, Área (km²), "n" Manning, Presença barramentos e travessias associadas a cada sub-bacia.

7.15.3. TRECHOS DE CANAL

Neste trabalho a propagação de cheias em canais foi modelada conforme as metodologias apresentadas anteriormente.

Dos trechos de canal em que a propagação da cheia se deu pelo Método Adaptado do Amortecimento Simplificado da Onda de Cheia, foram levantados os seguintes dados: comprimento do trecho e declividade média do trecho.

Dos trechos de canal em que a propagação da cheia se deu por Muskingun-Cunge, foram levantados os seguintes dados: comprimento do trecho, declividade média do trecho, n de Manning médio da seção e os parâmetros específicos do método: vazão de referência, velocidade de referência, largura de referência e coeficiente 'm'.

7.15.4. CARACTERIZAÇÃO DAS TRAVESSIAS

A caracterização das travessias segue a mesma metodologia apresentada para os trechos de canal, em que são obtidas informações geométricas a partir dos levantamentos topo-batimétricos, e outras informações pertinentes às travessias, como, por exemplo: altura máxima, diâmetro (no caso de tubulação circular) ou dimensões da galeria de saída de fundo (altura e largura, no caso de retangular, trapezoidal etc.), número de galerias, comprimento do trecho ao longo travessia, altura entre solo e a galeria, declividade ao longo do trecho da travessia, "n" Manning na travessia.

A partir das curvas de nível acima observadas serão obtidas por meio do comando "list" do software AutoCAD as áreas correspondentes a cada cota, e com estas áreas calculados os volumes máximos armazenados por cota ou altura d'água.

7.15.5. CARACTERIZAÇÃO DOS BARRAMENTOS

A modelagem das propostas de barramento deverá ser compilada para consubstanciar a simulação com as mesmas informações pertinentes à sua caracterização, requerendo, para tanto, informações iniciais que serão modificadas durante a simulação para verificar otimização da eficiência do dispositivo proposto. As informações iniciais requeridas pelo software DrenÁgua2009 são:

- Barramento: Volume Inicial, Altura referente ao volume inicial e Altura máxima;
- Saída de Fundo: diâmetro ou dimensões (largura e altura) da saída, comprimento da tubulação de saída, declividade e "n" Manning referente a esta tubulação;
- Vertedor: se o vertedor é tipo Creager, e dimensões, como, largura do vertedor, altura total e nominal, talude, e um coeficiente C adotado em função do tipo de vertedor.

A partir do levantamento da topografia do barramento, ou de sua topobatimetria, é necessária a construção da tabela "cota x área".

Essa tabela de dados "curva x área" deverá ser ajustada por uma função polinomial do 3º grau ou por uma função do tipo potencial, em que os coeficientes "a" são obtidos com a utilização do "Solver" do Microsoft Excel, por exemplo, para que o desvio(erro) entre a função ajustada e os dados obtivos seja mínimo:

$$A(h) = a_0 + a_1 \cdot h + a_2 \cdot h^2 + a_3 \cdot h^3$$

$$ou$$

$$A(h) = \alpha \cdot h^{\beta}$$

A curva "cota x volume" se obtém da integração da função ajustada "cota x área" em "h":

$$V(h) = \int A(h)\,dh = const + \frac{a_0}{1}\cdot h + \frac{a_1}{2}\cdot h^2 + \frac{a_2}{3}\cdot h^3 + \frac{a_3}{4}\cdot h^4 =$$

$$= b_0 + b_1\cdot h + b_2\cdot h^2 + b_3\cdot h^3 + b_4\cdot h^4$$

ou

$$V(h) = \frac{\alpha}{\beta}\cdot h^{\beta+1} = \gamma\cdot h^{\lambda}$$

7.15.6. REDE DE DRENAGEM

A partir do Mapa Cadastral e do traçado das sub-bacias será elaborado Diagrama Unifilar referente aos trechos de cada um dos corpos d'água pertencentes às bacias da área de drenagem em estudo, contendo as respectivas seções, sub-bacias que drenagem as águas para estas seções, e a localização das travessias e barramentos (existentes e propostos).

A partir deste desenho esquemático são extraídas as informações necessárias à modelagem do sistema, sendo elas: número de tramos existentes, número de seções por tramo e relação de seções codificadas por tramo, número de sub-bacias (laterais, anteriores e posteriores) associadas aos tramos por meio de códigos, e número de travessias e barramentos associados às seções também por meio de códigos.

7.15.7. PRECIPITAÇÃO

Para este trabalho optou-se pela utilização da equação de chuvas intensas apresentada pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo, para o município de Araraquara, publicada por Martinez e Magni, 1999, e sua distribuição temporal estudada anteriormente.

7.15.8. VAZÃO BASE

Para cálculo da vazão base, que conceitualmente refere-se à vazão residual após um evento de precipitação, adotaram-se as vazões mínimas calculadas a partir da curva de permanência considerando a $Q_{95\%}$ do posto fluviométrico estudado.

7.16. CENÁRIOS DE ESTUDO

Para a classificação do uso e ocupação do solo da área de estudo foram propostos três cenários de estudo, conforme exposto no relatório IB, acrescidos do Cenário pré-urbanização:

- Cenário pré-urbanização – Elaborado com base no uso e ocupação da área para uma situação pré-urbanização, ou seja, matas e campos.
- Cenário atual – Elaborado com base no uso e ocupação atual do município.
- Cenário Futuro – Elaborado conforme o mapa do macrozoneamento de Matão.

7.17. VERIFICAÇÃO DE RESULTADOS

7.17.1. SEGURANÇA DAS BARRAGENS

A segurança das barragens dos reservatórios deve ser verificada, principalmente, para garantir que as enchentes catastróficas com períodos de retorno elevado (1000 anos, por exemplo) não "passem" por cima das mesmas, isto é, torna-se necessário garantir que a lâmina d'água no reservatório não supere a cota da crista da barragem e que o vertedor seja corretamente para escoar estas enchentes.

Pode-se lançar mão da "Regra de Füller", como metodologia para se obter a as vazões máximas de um período de retorno elevado, que consiste em ajustar os picos de vazão simulados pelo DrenÁgua, por exemplo, por uma curva logarítmica no tempo; isto é, admite-se que a curva "Q_{pico} x TR" é uma curva logarítmica, do tipo "$Q_{pico} = a + b \cdot \log(TR)$". Feito este ajuste, pode-se calcular o pico de enchente para o período de retorno desejado. A obtenção dos parâmetros "a" e "b" do ajuste podem ser obtidos pelo "Método dos Mínimos Quadrados".

Assim sendo, basta que os vertedors dos reservatórios em estudo sejam dimensionados para extravasar as vazões máximas obtidas pelo método. O dimensionamento dos vertedors pode ficar mais simplificado se o projetista puder optar por vertedors típicos, de perfis e funcionamento conhecidos na literatura.

Um vertedor do tipo "Creager", por exemplo, de seção retangular pode ser grosso modo calculado pela expressão a seguir:

$$\Delta h = \left(\frac{Q_{pico}}{C_{vert} \cdot B_{vert}} \right)^{2/3}$$

Equação 28

Em que:

- Δh: altura da lâmina d'água sobre a soleira do vertedor (m)
- Q_{pico} : vazão máxima de projeto
- C_{vert} : coeficiente do vertedor (Creager: 2,0 ou soleira espessa: 1,55)
- B_{vert} : largura do vertedor

7.17.2. VERIFICAÇÃO DAS TRAVESSIAS NOS FUNDOS DE VALE

Outra importantíssima verificação em trabalhos de macrodrenagem urbana é a verificação das travessias de fundo vale.

Sabe-se que muitos problemas em grandes enchentes são ocasionados pelo mau dimensionamento de uma passagem (como por exemplo, uma pinguela, uma ponte, um estrangulamento de qualquer espécie ao longo do curso d'água).

As passagens podem ser verificadas quanto a sua capacidade de escoamento, quanto ao afogamento máximo e a sua capacidade de amortecimento de forma um tanto simplificada através do software DrenÁgua2009 ou através de uma rigorosa análise hidráulica do problema.

7.18. CRITÉRIOS DE ANÁLISES E DIAGNÓSTICOS

Os critérios para análise e diagnóstico da Macrodrenagem de Matão focalizaram três cenários, a saber:

- Cenário pré-desenvolvimento em que considerou-se o evento de 100 anos (chuva) e a bacia sem nenhuma ação antrópica;
- Cenário atual, com evento de 100 anos com a atual ocupação, reconhecida pelas fotos atualizadas de satélites (2010) e visitas em campo;
- Cenário futuro, considerando evento de 100 anos com a ocupação plena permitida pelo atual Plano Diretor de Matão.

7.19. PRÉ - DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS DE MACRODRENAGEM

Metodologias e Parâmetros do Projeto Hidráulico

As metodologias e parâmetros adotados para elaboração dos projetos hidráulicos dos dispositivos propostos se encontram em consonância com as Instruções Técnicas da Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização (DPO) do DAEE – Departamento de Águas e Energia do Estado de São Paulo, n^{os}: 001, 002, 003 e 004, de 30/07/2007.

7.19.1.1. VAZÃO DE PROJETO

A metodologia de cálculo da vazão de projeto seguiu a metodologia do NRCS, antigo SCS. Tal metodologia pode encontrada no item 6.20.

As vazões de projeto utilizadas nos cálculos das estruturas de segurança dos barramentos não são as mesmas obtidas na simulação da rede de drenagem para cada seção. Pois, a simulação da rede foi realizada com base em um tempo de retorno de 100 anos, já a escolha do tempo de retorno para o cálculo das estruturas de segurança leva em consideração, no caso de barramentos, a sua altura e a localização (rural ou urbana).

Os valores dessas vazões de pico serão utilizados para o cálculo do amortecimento da onda de cheia em cada dispositivo de controle, conforme metodologia exposta no item 11.2.1.7. e podem ser encontrados. A seguir estão descritos os principais parâmetros necessários para o calculo da vazão de projeto.

7.19.1.2. DECLIVIDADE DO TALVEGUE

Para determinação da declividade do talvegue foi utilizada a equação de declividade equivalente:

$$S = \left(\frac{\sum L}{\frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + ... + \frac{L_n}{\sqrt{S_n}}} \right)^2$$

Equação 29: Declividade equivalente de um talvegue

7.19.1.3. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração da bacia obedece à equação de Kirpich, a seguir:

$$t_c = 57 \cdot \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0,385} = [\text{min}]$$

Equação 30: Cálculo do tempo de concentração

7.19.1.4. TEMPO DE RETORNO DO PROJETO

De acordo com a tabela 2 da Instrução Normativa 02 do DAEE (2007), o período de retorno para barramentos são:

	TR (anos)	
	Região de influência a jusante	
Maior altura do barramento H (m)	sem risco para habitações ou pessoas	com risco para habitações ou pessoas
H ≤ 5	100	500
5 < H ≤ 10	500	1.000
H > 10	1.000	10.000

Figura 50 – Valores mínimos de TR para projetos de barragens
Fonte: DPO, DAEE (2007)

7.19.1.5. INTENSIDADE DE CHUVA DE PROJETO

A equação de chuva utilizada para o cálculo da vazão de projeto (Vazão de pico afluente) das estruturas propostas no município é a do Posto de Araraquara (DAEE/USP, 1999).

Tendo em vista a limitação que a equação IDF tem no tempo de recorrência para no máximo 200 anos, a VM Engenharia optou corrigir a diferença esperada nas alturas precipitadas.

Esta correção/adaptação levou em consideração a alta correlação entre as intensidades de chuva com o logaritmo do tempo de recorrência. Assim, a altura precipitada para o tempo de recorrência de X> 200 anos será corrigida pela relação entre os logaritmos de X anos e 200 anos, conforme a Equação 53 a seguir:

$$i(dc, X\ anos) = \left(\frac{\log X}{\log 200}\right) \cdot i(dc, 200\ anos)$$

Equação 31 – Adequação do tempo de recorrência

Esta metodologia, mesmo que não fundamentada na literatura, foi aceita por NAKASHIMA (2008) (informação pessoal[13]).

[13] Informação fornecida pelo Eng. Mario Kiyochi Nakashima em contato telefônico em janeiro de 2008 a respeito da limitação das equações IDF recomendadas pelas Instruções Normativas da DPO/DAEE (2007).

A intensidade de chuva foi, então, calculada com a seguinte expressão:

$i_{ajustdo} = f.i$, sendo que f é o fator de ajuste calculado como mostrado acima.

7.19.1.6. CENÁRIO EM ESTUDO

Os parâmetros, resultados e considerações apresentados neste relatório se referem aos cenários apresentados em 9.1.

7.19.1.7. CÁLCULO DOS VOLUMES E VAZÕES DE PICO AFLUENTE E EFLUENTE

O cálculo do amortecimento da onda de cheia foi feito com base no "Método do Amortecimento de Ondas de Cheia Simplificado", apresentado por DAEE 2006 pelo qual se pôde calcular o pico de cheia efluente com base no volume de espera do reservatório.

Assim o volume de espera de projeto é a diferença entre o volume armazenado neste e naquele nível de água.

A sobre-elevação que corresponde a este volume de espera é igual a:

$$\Delta h = Z_{NA.máx.\max imorum} - Z_{NA.normal}$$

$$V_{afluente} = \frac{Q_{pico} \cdot t_{base}}{2}$$

Adotou-se neste método que o pico da vazão efluente passa pela curva ascendente do hidrograma de entrada. Assim, para localizar-se a vazão máxima efluente, basta encontrar o ponto naquela curva que represente um volume do hidrograma de entrada restante. A vazão máxima efluente é calculada conforme equação a seguir:

$$V_{afluente} - V_{espera} = \frac{Q_{pico.efluente} \cdot t_{base}}{2}$$

7.19.1.8. ESTIMATIVA DO VOLUME DISPONÍVEL DE RESERVAÇÃO: CURVA COTA X ÁREA X VOLUME

A partir dos dados planialtimétricos do local de cada barramento, conhecendo se com ele as curvas de nível e a área referente a cada curva de nível a partir do maciço, realizou-se o ajuste do tipo polinomial da área.

Após esse ajuste, o volume a cada cota foi obtido por meio da integral da área ajustada.

Cabe salientar que para os barramentos que possuíram volumes de amortecimento de montante calcula-se o volume disponível para reserva ou amortecimento sendo igual ao volume máximo no barramento em estudo acrescido do volume no N.A. normal do barramento de montante. Portanto, entende-se que na simulação a situação ótima ocorre quando não são considerados vertimentos nos reservatórios de montante.

$$V_{amortecimento} = V_{máximo} + V_{normal_montante}$$.

7.19.1.9. CÁLCULO DAS DIMENSÕES DO VERTEDOR

A partir dos dados topográficos e com base no tamanho do barramento foi realizada uma análise para verificar qual tipo de vertedor seria mais adequado para cada barramento.

Adotaram-se dois tipos de vertedores: Vertedor de Perfil Creager e de Soleira Espessa; o equacionamento geral da lei de descarga de um vertedor - extravasor está mostrado a seguir:

$$Q_{pico.efluente} = C_{vertedor} \cdot L_{efetivo} \cdot \Delta h^{3/2} \quad \rightarrow \quad L_{efetivo} = \frac{Q_{pico.efluente}}{C_{vertedor} \cdot \Delta h^{3/2}}$$

Em que:

- $Q_{pico.efluente}$: vazão máxima efluente ao reservatório (m³/s);

- $C_{vertedor}$: coeficiente de descarga do vertedor
- $C_{Creager}$: 2,00 (DAEE, 2006)
- $C_{Soleira\ Espessa}$: 1,55 (DAEE, 2006)
- $L_{efetivo}$: largura do vertedor (m);
- Δh : altura máxima da lâmina d'água sobre a soleira do vertedor (m)

Sinniger e Hager (1989) propuseram uma metodologia para o cálculo da perda de carga devido às contrações em pilares e contrações laterais das linhas de fluxo d'água em vertedores e pontes. O método propõe que o cálculo da largura efetiva do vertedor ou da ponte seja feito com base em sua largura útil e na quantidade de perdas localizadas, como mostrado a seguir.

$$L_{efetiva} = L_{útil} - 2 \cdot \left(n \cdot K_{pilar} + K_{emboque} \right) \cdot H$$

Em que:

$L_{efetiva}$: largura efetiva do vertedor, (m);

$L_{útil}$: largura útil do vertedor, (m);

n : número de pilares;

K_{pilar} : coeficiente de contração devido aos pilares;

$K_{emboque}$: coeficiente de contração devido ao emboque.

Os valores recomendados para os coeficientes são:

$K_{pilar} = 0{,}05$: para pilares longos e com arestas arredondadas.

$K_{emboque} = 0{,}1$: para emboque da água em 90º com as estruturas vertedoras.

Em alguns casos, o volume de disponível para reserva no barramento era igual ou superior ao volume afluente, nesses casos não se faz necessário à construção de vertedores. No entanto, visando à outorga dessas estruturas em órgão responsável, determinou-se a utilização de vertedores de segurança com dimensão

mínima necessária para garantir o escoamento da água em eventos críticos. Cabe salientar que nesses barramentos, também serão implantados descarregadores de fundo para manutenção da vazão ecológica $Q_{7,10}$.

7.19.1.10. CÁLCULO DA ESCADA DE DISSIPAÇÃO

O cálculo hidráulico da escada hidráulica seguiu o modelo proposto por DOMINGUÉZ SOLAR (1959) conforme apresentado a seguir, tendo o mesmo sido referenciado na publicação do FCTH/DAEE "Projeto de Pequenos Açudes", curso de formação e especialização ministrado pelos Prof. Kokei Uehara e Prof. Kikuo Tamada, em Bauru-SP no ano de 1993 e noutras localidades.

O método consiste na determinação do comprimento dos patamares dos degraus através da utilização de ábacos obtidos experimentalmente, nos quais estão expressas as seguintes relações:

y_1/y_0 ; a/y_c ; y_1/y_c ; dt/y_c

Em que:

- y_c - altura da lâmina d'água crítica
- a - altura do degrau
- y_1 - altura da lâmina d'água mínima sobre o patamar após a queda
- dt - comprimento do degrau (distância entre quedas)
- y_0 - altura da lâmina d'água sobre o degrau antes da queda

A altura da lâmina d'água crítica é calculada por meio da equação apresentada a seguir:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{vazão.específica.máxima^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(vazão.máxima/largura)^2}{g}}$$

Adotou-se um degrau padrão: $a = 1\,m$. Calcula-se assim o índice a seguir para uso com os ábacos: $K = \frac{a}{y_c} = 0{,}69$

O autor parte da hipótese que o regime a montante da escada é fluvial e passa a crítico durante a primeira queda, de forma que o primeiro y_0 é igual ao y_c, ou seja, $y_0(1^o\ degrau) = y_c$.

Por meio do índice K, calculado para toda a escada, o índice X, definido a seguir, e os ábacos do método é possível calcular o comprimento do primeiro patamar após a primeira queda e a altura da lâmina d'água mínima sobre o mesmo:

- $y_0(1^o\ degrau) = y_c$
- $X(1^o\ degrau) = \frac{y_0(1^o\ degrau)}{y_c}$
- $dt(1^o\ degrau)$
- $y_1(1^o\ degrau)$

A altura da lâmina d'água sobre o segundo degrau é igual à altura da lâmina d'água sobre o primeiro degrau. Atualiza-se o índice X relativo ao 2º degrau o comprimento de seu patamar e a altura mínima da lâmina d'água sobre o mesmo:

- $y_0(2^o\ degrau) = y_1(1^o\ degrau)$
- $X(2^o\ degrau) = \frac{y_0(2^o\ degrau)}{y_c}$
- $dt(2^o\ degrau)$
- $y_1(2^o\ degrau)$

O método de cálculo e atualização é iterativo. O comprimento dos patamares (dt) tende ao valor mínimo possível. As velocidades da água sob a travessia nos degraus foram obtidas segundo a relação descrita a seguir:

$$V = \frac{vazão\,específica}{y} = \frac{vazão\,máxima/largura}{y}$$

Para a simulação dos dispositivos propostos serão introduzidos no Software DrenÁgua2009 as Modelagens do Sistema de Drenagem e das Propostas, constando para cada item exposto uma planilha contendo todas as informações pertinentes ao funcionamento do mesmo. Ao todo são exportadas 8 planilhas:

- Planilha 01 – Rede de Drenagem;
- Planilha 02 – Sub-bacias;
- Planilha 03 – Trechos de Canal;
- Planilha 04 – Travessias;
- Planilha 05 – Vazão Base;
- Planilha 06 – Precipitação;
- Planilha 07 – Barramentos Existentes e Propostos;
- Planilha 08 – Opções de Simulação.

A simulação do DrenÁgua -2009 tem por objetivo selecionar e otimizar os dispositivos propostos, e promover a verificação do funcionamento dos trechos de canal e travessias existentes, observando a ocorrência de possíveis extravasamentos nos mesmos. Vale lembrar que a base de cálculo para vazão de projeto segue as metodologias e especificações das normas vigentes, e das Instruções Técnicas - IT nº. 001, 002, 003 e 004 de jul/2007 da Diretoria de Procedimentos de Outorga e Fiscalização - DPO do Departamento de Água e Energia do Estado de São Paulo – DAEE.

São as planilhas de dados modelados:

Quadro 16 – Quantidade tramos (cursos d'água) do projeto

quantidade de tramos
21

Quadro 17 – Quantidade de seções por curso d'água

tramo	quantidade de seções
1	24

2	3
3	5
4	3
5	3
6	2
7	8
8	2
9	3
10	2
11	6
12	4
13	2
14	12
15	2
16	2
17	2
18	2
19	2
20	2
21	2

Quadro 18 – Tramos afluentes "anteriores" por seção

tramo.seção	nº. do tramo		tramo.seção	nº. do tramo
01.01	0		08.01	0
01.02	0		08.02	0
01.03	2		09.01	0
01.04	0		09.02	0
01.05	0		09.03	0
01.06	0		10.01	0
01.07	4		10.02	0
01.08	0		11.01	0
01.09	0		11.02	0
01.10	0		11.03	0
01.11	0		11.04	0
01.12	0		11.05	0
01.13	0		11.06	0
01.14	0		12.01	0
01.15	0		12.02	0
01.16	0		12.03	0
01.17	7		12.04	0
01.18	0		13.01	0
01.19	11		13.02	0
01.20	21		14.01	0
01.21	0		14.02	0
01.22	12		14.03	0
01.23	13		14.04	15

tramo.seção	nº. do tramo		tramo.seção	nº. do tramo
01.24	0		14.05	0
02.01	0		14.06	16 e 17
02.02	0		14.07	18 e 19
02.03	0		14.08	0
03.01	0		14.09	0
03.02	0		14.10	0
03.03	0		14.11	20
03.04	0		14.12	0
03.05	0		15.01	0
04.01	0		15.02	0
04.02	0		16.01	0
04.03	0		16.02	0
05.01	0		17.01	0
05.02	0		17.02	0
05.03	0		18.01	0
06.01	0		18.02	0
06.02	0		19.01	0
07.01	0		19.02	0
07.02	8		20.01	0
07.03	0		20.02	0
07.04	0		21.01	0
07.05	9		21.02	0
07.06	0			
07.07	0			
07.08	0			

Quadro 19 – Tramos afluentes "posteriores" por seção

tramo.seção	nº. do tramo		tramo.seção	nº. do tramo
01.01	0		08.01	0
01.02	0		08.02	0
01.03	0		09.01	10
01.04	3		09.02	0
01.05	0		09.03	0
01.06	0		10.01	0
01.07	0		10.02	0
01.08	5		11.01	0
01.09	0		11.02	0
01.10	0		11.03	0
01.11	0		11.04	0
01.12	0		11.05	0
01.13	0		11.06	0
01.14	0		12.01	0
01.15	0		12.02	0
01.16	6		12.03	0
01.17	0		12.04	0

tramo.seção	nº. do tramo		tramo.seção	nº. do tramo
01.18	0		13.01	0
01.19	0		13.02	0
01.20	0		14.01	0
01.21	0		14.02	0
01.22	0		14.03	0
01.23	0		14.04	0
01.24	0		14.05	0
02.01	0		14.06	0
02.02	0		14.07	0
02.03	0		14.08	0
03.01	0		14.09	0
03.02	0		14.10	0
03.03	0		14.11	0
03.04	0		14.12	0
03.05	0		15.01	0
04.01	0		15.02	0
04.02	0		16.01	0
04.03	0		16.02	0
05.01	0		17.01	0
05.02	0		17.02	0
05.03	0		18.01	0
06.01	0		18.02	0
06.02	0		19.01	0
07.01	0		19.02	0
07.02	0		20.01	0
07.03	0		20.02	0
07.04	0		21.01	0
07.05	0		21.02	0
07.06	0			
07.07	0			
07.08	0			

Quadro 20 – Sub-bacias laterais afluentes por seção

tramo.seção	nº. da sub-bacia		tramo.seção	nº. da sub-bacia
01.01	0		08.01	0
01.02	32		08.02	94
01.03	76		09.01	0
01.04	26		09.02	95
01.05	49		09.03	99
01.06	31		10.01	0
01.07	29		10.02	96
01.08	47		11.01	0
01.09	72		11.02	25
01.10	46		11.03	27
01.11	45		11.04	33

tramo.seção	nº. da sub-bacia		tramo.seção	nº. da sub-bacia
01.12	44		11.05	35
01.13	42		11.06	69
01.14	41		12.01	0
01.15	43		12.02	30
01.16	37		12.03	36
01.17	39		12.04	66
01.18	52		13.01	0
01.19	71		13.02	65
01.20	70		14.01	0
01.21	0		14.02	7
01.22	67		14.03	93
01.23	68		14.04	90
01.24	101		14.05	6
02.01	0		14.06	5
02.02	38		14.07	88
02.03	75		14.08	85
03.01	0		14.09	84
03.02	18		14.10	82
03.03	97		14.11	79
03.04	19		14.12	78
03.05	21		15.01	0
04.01	0		15.02	89
04.02	28		16.01	0
04.03	74		16.02	2
05.01	0		17.01	0
05.02	17		17.02	87
05.03	73		18.01	0
06.01	0		18.02	16
06.02	34		19.01	0
07.01	0		19.02	86
07.02	100		20.01	0
07.03	59		20.02	11
07.04	58		21.01	0
07.05	55		21.02	98
07.06	56			
07.07	57			
07.08	53			

Quadro 21 – Sub-bacias concentradas anteriores por seção

tramo.seção	nº. da sub-bacia		tramo.seção	nº. da sub-bacia
01.01	51		08.01	54
01.02	0		08.02	0
01.03	0		09.01	63
01.04	0		09.02	0
01.05	0		09.03	0

tramo.seção	nº. da sub-bacia		tramo.seção	nº. da sub-bacia
01.06	0		10.01	61
01.07	0		10.02	0
01.08	0		11.01	23
01.09	0		11.02	0
01.10	0		11.03	0
01.11	0		11.04	0
01.12	0		11.05	0
01.13	0		11.06	0
01.14	0		12.01	24
01.15	0		12.02	0
01.16	0		12.03	0
01.17	0		12.04	0
01.18	60		13.01	40
01.19	0		13.02	0
01.20	0		14.01	9
01.21	0		14.02	92
01.22	0		14.03	91
01.23	0		14.04	0
01.24	0		14.05	0
02.01	50		14.06	0
02.02	0		14.07	0
02.03	0		14.08	83
03.01	13		14.09	8 e 81
03.02	0		14.10	80
03.03	0		14.11	77
03.04	0		14.12	0
03.05	0		15.01	12
04.01	48		15.02	0
04.02	0		16.01	1
04.03	0		16.02	0
05.01	22		17.01	3
05.02	0		17.02	0
05.03	0		18.01	14
06.01	20		18.02	0
06.02	0		19.01	4
07.01	64		19.02	0
07.02	0		20.01	10
07.03	0		20.02	0
07.04	0		21.01	62
07.05	0		21.02	0
07.06	0			
07.07	0			
07.08	0			

Quadro 22 – Sub-bacias concentradas posteriores por seção

tramo.seção	nº. da sub-bacia
03.01	15

Quadro 23 – Travessias por seção (cenários atual)

tramo.seção	nº. da travessia	status		tramo.seção	nº. da travessia	status
01.01	20	2		08.01	59	2
01.02	19	2		08.02	0	0
01.03	0	0		09.01	0	0
01.04	17	2		09.02	0	0
01.05	15	2		09.03	22	2
01.06	14	2		10.01	48	2
01.07	13	2		10.02	0	0
01.08	12	2		11.01	69	2
01.09	33	2		11.02	46	2
01.10	11	2		11.03	45	2
01.11	10	2		11.04	44	2
01.12	9	2		11.05	43	2
01.13	8	2		11.06	0	0
01.14	7	2		12.01	41	2
01.15	6	2		12.02	60	2
01.16	66	2		12.03	40	2
01.17	4	2		12.04	0	0
01.18	3	2		13.01	39	2
01.19	0	0		13.02	0	0
01.20	0	0		14.01	31	2
01.21	1	2		14.02	0	0
01.22	0	0		14.03	0	0
01.23	0	0		14.04	30	2
01.24	0	0		14.05	29	2
02.01	50	2		14.06	0	0
02.02	51	2		14.07	0	0
02.03	0	0		14.08	0	0
03.01	28	2		14.09	63	2
03.02	0	0		14.10	0	0
03.03	0	0		14.11	0	0
03.04	16	2		14.12	35	2
03.05	18	2		15.01	36	2
04.01	54	1		15.02	0	0
04.02	53	1		16.01	58	2
04.03	0	0		16.02	25	2
05.01	0	0		17.01	64	2
05.02	67	1		17.02	0	0
05.03	0	0		18.01	61	1
06.01	68	2		18.02	0	0
06.02	0	0		19.01	62	2
07.01	0	0		19.02	0	0

tramo.seção	nº. da travessia	status		tramo.seção	nº. da travessia	status
07.02	57	2		20.01	0	0
07.03	24	2		20.02	26	2
07.04	23	2		21.01	0	0
07.05	47	2		21.02	0	0
07.06	21	2				
07.07	56	2				
07.08	55	2				

Legenda: tipo 1 = não simulado, tipo 2 = existente e simulando, tipo 3 = existente e alterado, mas simulando, tipo 4 = proposto por terceiros, simulando, tipo 5 = novo e simulando

Quadro 24 – Reservatórios por seção (cenário futuro)

tramo.seção	nº. do reservatório	status		tramo.seção	nº. do reservatóiro	status
01.01	1	2		08.01	13	5
01.02	2	5		08.02	12	5
01.03	0	0		09.01	0	0
01.04	4	5		09.02	0	0
01.05	0	0		09.03	14	5
01.06	0	0		10.01	0	0
01.07	0	0		10.02	0	0
01.08	0	0		11.01	17	5
01.09	0	0		11.02	0	0
01.10	0	0		11.03	0	0
01.11	0	0		11.04	0	0
01.12	0	0		11.05	0	0
01.13	0	0		11.06	0	0
01.14	0	0		12.01	20	5
01.15	0	0		12.02	0	0
01.16	0	0		12.03	0	0
01.17	0	0		12.04	0	0
01.18	0	0		13.01	21	5
01.19	0	0		13.02	0	0
01.20	0	0		14.01	24	5
01.21	0	0		14.02	0	0
01.22	0	0		14.03	25	5
01.23	0	0		14.04	0	0
01.24	22	5		14.05	0	0
02.01	3	5		14.06	0	0
02.02	0	0		14.07	0	0
02.03	0	0		14.08	26	5
03.01	5	5		14.09	27	5
03.02	6	2		14.10	0	0
03.03	7	2		14.11	0	0
03.04	8	5		14.12	28	5
03.05	0	0		15.01	0	0
04.01	9	5		15.02	0	0

tramo.seção	nº. do reservatório	status		tramo.seção	nº. do reservatóiro	status
04.02	0	0		16.01	0	0
04.03	0	0		16.02	0	0
05.01	10	2		17.01	0	0
05.02	23	1		17.02	0	0
05.03	0	0		18.01	0	0
06.01	11	5		18.02	0	0
06.02	0	0		19.01	0	0
07.01	18	5		19.02	0	0
07.02	0	0		20.01	0	0
07.03	0	0		20.02	0	0
07.04	0	0		21.01	19	5
07.05	15	5		21.02	0	0
07.06	16	5				
07.07	0	0				
07.08	0	0				

Legenda: tipo 1 = não simulado, tipo 2 = existente e simulando, tipo 3 = existente e alterado, mas simulando, tipo 4 = proposto por terceiros, simulando, tipo 5 = novo e simulando

Quadro 25 – Modelagem das sub-bacias

sub-bacia	talvegue (km)	declividade (m/m)	área (km²)	CN pré-urbanizado	CN atual	CN futuro
1	1,388	0,04180	0,6830	44,01	57,28	64,45
2	0,198	0,07076	0,0120	60,00	71,96	75,62
3	1,211	0,04873	0,2755	47,48	59,56	66,24
4	1,506	0,04315	0,7140	43,60	56,00	63,87
5	0,561	0,07837	0,2134	57,51	77,70	80,31
6	1,012	0,04842	0,2802	55,31	77,44	79,95
7	0,651	0,07368	0,2467	46,11	67,70	69,55
8	2,103	0,03614	1,4721	46,59	58,07	65,74
9	1,332	0,04353	0,8014	36,00	76,19	76,72
10	1,769	0,03561	0,9596	51,70	62,44	68,95
11	0,301	0,08306	0,0438	60,00	70,80	74,00
12	1,096	0,05385	0,6141	36,61	75,37	75,75
13	1,216	0,04276	0,7536	36,00	79,36	79,87
14	0,614	0,04233	0,3875	36,00	81,00	81,00
15	0,859	0,04540	0,1092	36,00	81,00	81,00
16	0,924	0,05192	0,6779	45,04	60,92	66,27
17	2,099	0,03144	1,0989	49,20	84,78	84,80
18	1,308	0,05201	1,8268	42,29	70,96	73,90
19	0,531	0,04332	0,1488	60,00	81,45	83,18
20	1,211	0,03964	0,6986	51,75	78,79	80,55
21	0,281	0,06404	0,0341	60,00	79,01	81,38
22	1,142	0,04292	0,9059	36,00	79,02	79,64

sub-bacia	talvegue (km)	declividade (m/m)	área (km²)	CN pré-urbanizado	CN atual	CN futuro
23	1,229	0,03905	1,0651	57,64	69,41	73,71
24	1,263	0,04830	0,9371	60,00	67,82	71,98
25	0,641	0,06704	0,2488	60,00	85,52	86,17
26	1,356	0,04942	0,2661	60,00	70,73	75,04
27	0,872	0,05733	0,2377	60,00	86,77	87,09
28	0,362	0,06906	0,0271	60,00	88,00	88,00
29	1,331	0,04508	0,4402	60,00	88,00	88,00
30	0,782	0,07161	0,4731	60,00	82,07	82,80
31	1,337	0,04712	0,2587	60,00	88,00	88,00
32	1,408	0,05041	0,8361	60,00	69,78	73,74
33	0,615	0,06508	0,2066	60,00	88,00	88,00
34	0,942	0,05094	0,7453	60,00	86,24	86,70
35	0,822	0,05473	0,2497	60,00	87,38	87,38
36	0,672	0,07442	0,5434	60,00	79,32	81,34
37	0,661	0,07866	0,1996	60,00	88,00	88,00
38	1,030	0,06213	0,1941	59,71	76,28	78,87
39	0,977	0,05426	0,1776	60,00	87,93	87,93
40	1,796	0,03730	1,4686	60,00	69,61	71,21
41	0,851	0,06815	0,1670	60,00	88,00	88,00
42	0,899	0,06563	0,1962	60,00	88,00	88,00
43	0,808	0,06682	0,3413	60,00	88,00	88,00
44	1,316	0,04787	0,2173	60,00	88,00	88,00
45	1,245	0,05059	0,1957	60,00	88,00	88,00
46	1,195	0,05272	0,2069	60,00	88,00	88,00
47	1,085	0,05805	0,4379	60,00	88,00	88,00
48	1,408	0,04972	0,5001	57,95	85,57	85,60
49	1,573	0,04831	0,7721	55,35	86,64	86,64
50	1,771	0,04461	1,5795	45,23	61,15	66,40
51	6,075	0,01014	20,4542	44,05	54,69	55,59
52	0,811	0,05299	0,4133	60,00	82,65	82,65
53	1,056	0,04924	0,1704	60,00	88,00	88,00
54	1,156	0,04931	0,6667	40,72	79,36	80,30
55	0,668	0,07036	0,1168	60,00	88,00	88,00
56	0,808	0,05816	0,3767	60,00	88,00	88,00
57	0,955	0,05442	0,1712	60,00	88,00	88,00
58	0,414	0,07724	0,0588	60,00	84,44	84,75
59	1,138	0,05536	0,4177	60,00	85,04	85,06
60	1,602	0,04058	0,6744	60,00	72,34	73,37
61	1,070	0,04860	0,3446	60,00	69,00	69,00
62	2,179	0,04175	1,9252	60,00	68,50	71,43

sub-bacia	talvegue (km)	declividade (m/m)	área (km²)	CN pré-urbanizado	CN atual	CN futuro
63	2,167	0,03414	1,5345	60,00	68,71	68,71
64	5,960	0,01233	18,0689	53,97	63,41	65,11
65	0,323	0,04029	0,1168	60,00	69,00	69,00
66	0,183	0,04373	0,0222	60,00	74,26	77,87
67	1,122	0,04814	0,5074	60,00	75,12	78,11
68	1,439	0,05212	0,7754	60,00	69,04	72,47
69	0,131	0,05324	0,0153	60,00	67,41	67,41
70	0,892	0,06615	0,5391	60,00	73,98	74,70
71	0,423	0,06145	0,1284	60,00	83,18	83,65
72	1,138	0,05538	0,1012	60,00	88,00	88,00
73	1,135	0,04759	0,5602	60,00	88,00	88,00
74	0,315	0,07294	0,0390	60,00	88,00	88,00
75	0,409	0,05133	0,0544	60,00	75,04	78,08
76	0,855	0,05965	0,2072	60,00	70,18	74,00
77	1,788	0,03691	1,1974	45,85	67,72	71,45
78	0,861	0,05111	0,1894	60,00	68,77	72,20
79	0,645	0,07597	0,2682	60,00	68,63	72,66
80	1,374	0,04586	0,5095	48,16	61,67	66,71
81	1,634	0,04039	0,6904	47,33	66,92	70,47
82	0,604	0,06627	0,3183	60,00	70,56	74,00
83	0,825	0,07149	0,1096	59,60	68,40	72,81
84	0,789	0,05326	0,2131	60,00	69,07	73,34
85	0,662	0,08304	0,2930	59,96	68,83	72,71
86	0,380	0,32118	0,0327	60,00	70,09	74,00
87	0,276	0,06873	0,0411	60,00	84,34	85,14
88	0,293	0,08178	0,0641	60,00	70,20	73,48
89	0,249	0,08424	0,0248	60,00	68,86	73,51
90	0,626	0,05109	0,1359	60,00	81,50	83,16
91	1,035	0,04541	0,4161	48,15	62,82	66,88
92	0,850	0,05179	0,2493	45,66	62,15	64,16
93	0,790	0,07217	0,1284	54,28	66,72	70,79
94	1,111	0,04679	0,4330	60,00	81,43	82,52
95	0,884	0,05657	0,4082	60,00	72,55	73,30
96	0,280	0,10341	0,0440	60,00	69,00	69,00
97	1,180	0,04998	0,7022	60,00	76,77	79,50
98	1,010	0,05744	0,3821	60,00	71,89	73,50
99	0,586	0,07172	0,3241	60,00	76,02	77,31
100	1,248	0,06012	1,2323	55,04	67,95	70,11
101	2,581	0,03875	2,1018	60,00	68,56	68,62

Quadro 26 – Trechos de canal – cenário pré-urbanizado

trecho	propagar	comprimento (m)	declividade (m/m)	n de Manning
S01.01 ~ S01.02	1	785,846	0,003945	0,035 (terra)
S01.02 ~ S01.03	1	412,145	0,010676	0,035 (terra)
S01.03 ~ S01.04	1	404,49	0,000989	0,035 (terra)
S01.04 ~ S01.05	1	364,126	0,015379	0,035 (terra)
S01.05 ~ S01.06	1	146,435	0,002049	0,035 (terra)
S01.06 ~ S01.07	1	346,198	0,000578	0,035 (terra)
S01.07 ~ S01.08	1	518,476	0,000386	0,035 (terra)
S01.08 ~ S01.09	1	107,102	0,000934	0,035 (terra)
S01.09 ~ S01.10	1	104,6	0,000956	0,035 (terra)
S01.10 ~ S01.11	1	102,74	0,000974	0,035 (terra)
S01.11 ~ S01.12	1	108,491	0,000922	0,035 (terra)
S01.12 ~ S01.13	1	103,563	0,000965	0,035 (terra)
S01.13 ~ S01.14	1	101,327	0,001974	0,035 (terra)
S01.14 ~ S01.15	1	309,689	0,003875	0,035 (terra)
S01.15 ~ S01.16	1	368,045	0,006793	0,035 (terra)
S01.16 ~ S01.17	1	354,914	0,004226	0,035 (terra)
S01.17 ~ S01.18	1	557,125	0,005385	0,035 (terra)
S01.18 ~ S01.19	1	429,25	0,001165	0,035 (terra)
S01.19 ~ S01.20	1	548,263	0,002736	0,035 (terra)
S01.20 ~ S01.21	1	141,783	0,007053	0,035 (terra)
S01.21 ~ S01.22	1	701,811	0,0057	0,035 (terra)
S01.22 ~ S01.23	1	851,619	0,003523	0,035 (terra)
S01.23 ~ S01.24	1	564,025	0,000886	0,035 (terra)
S02.01 ~ S02.02	1	294,643	0,028848	0,035 (terra)
S02.02 ~ S02.03	1	144,238	0,034665	0,035 (terra)
S03.01 ~ S03.02	1	1159,71	0,025955	0,035 (terra)
S03.02 ~ S03.03	1	575,418	0,021202	0,035 (terra)
S03.03 ~ S03.04	1	334,135	0,014365	0,035 (terra)
S03.04 ~ S03.05	1	213,586	0,013578	0,035 (terra)
S04.01 ~ S04.02	1	84,6692	0,047243	0,035 (terra)
S04.02 ~ S04.03	1	181,524	0,038012	0,035 (terra)
S05.01 ~ S05.02	1	706,149	0,024074	0,035 (terra)
S05.02 ~ S05.03	1	876,342	0,020654	0,035 (terra)
S06.01 ~ S06.02	1	1146,06	0,021378	0,035 (terra)
S07.01 ~ S07.02	1	978,424	0,008176	0,035 (terra)
S07.02 ~ S07.03	1	176,383	0,017008	0,035 (terra)
S07.03 ~ S07.04	1	218,902	0,022841	0,035 (terra)
S07.04 ~ S07.05	1	222,629	0,003144	0,035 (terra)
S07.05 ~ S07.06	1	530,156	0,003772	0,035 (terra)
S07.06 ~ S07.07	1	139,765	0,021465	0,035 (terra)
S07.07 ~ S07.08	1	267,431	0,006731	0,035 (terra)
S08.01 ~ S08.02	1	693,596	0,044695	0,035 (terra)
S09.01 ~ S09.02	1	468,563	0,019208	0,035 (terra)
S09.02 ~ S09.03	1	596,616	0,016761	0,035 (terra)
S10.01 ~ S10.02	1	224,641	0,053419	0,035 (terra)

trecho	propagar	comprimento (m)	declividade (m/m)	n de Manning
S11.01 ~ S11.02	1	301,912	0,033122	0,035 (terra)
S11.02 ~ S11.03	1	196,967	0,025385	0,035 (terra)
S11.03 ~ S11.04	1	276,196	0,021724	0,035 (terra)
S11.04 ~ S11.05	1	406,703	0,017212	0,035 (terra)
S11.05 ~ S11.06	1	168,516	0,014835	0,035 (terra)
S12.01 ~ S12.02	1	385,927	0,02332	0,035 (terra)
S12.02 ~ S12.03	1	642,713	0,018671	0,035 (terra)
S12.03 ~ S12.04	1	145,116	0,034455	0,035 (terra)
S13.01 ~ S13.02	1	484,254	0,02478	0,035 (terra)
S14.01 ~ S14.02	1	330,668	0,027218	0,035 (terra)
S14.02 ~ S14.03	1	316,938	0,015776	0,035 (terra)
S14.03 ~ S14.04	1	280,181	0,010707	0,035 (terra)
S14.04 ~ S14.05	1	323,922	0,006174	0,035 (terra)
S14.05 ~ S14.06	1	394,974	0,025318	0,035 (terra)
S14.06 ~ S14.07	1	308,235	0,019466	0,035 (terra)
S14.07 ~ S14.08	1	538,45	0,001857	0,035 (terra)
S14.08 ~ S14.09	1	566,979	0,005291	0,035 (terra)
S14.09 ~ S14.10	1	634,365	0,003153	0,035 (terra)
S14.10 ~ S14.11	1	566,675	0,001765	0,035 (terra)
S14.11 ~ S14.12	1	206,761	0,009673	0,035 (terra)
S15.01 ~ S15.02	1	181,688	0,033024	0,035 (terra)
S16.01 ~ S16.02	1	59,9507	0,033361	0,035 (terra)
S17.01 ~ S17.02	1	224,682	0,044507	0,035 (terra)
S18.01 ~ S18.02	1	1182,7	0,041431	0,035 (terra)
S19.01 ~ S19.02	1	171,004	0,058478	0,035 (terra)
S20.01 ~ S20.02	1	300,06	0,033327	0,035 (terra)
S21.01 ~ S21.02	1	547,567	0,021915	0,035 (terra)

Legenda: propagar 1 = método adaptado do amortecimento simplificado da onda de cheia, 5 = Muskingun-Cunge

Quadro 27 – Trechos de canal – cenário atual

trecho	propagar	comprimento (m)	declividade (m/m)	n de Manning	m	Qo	Vo	To
01.01 ~ 01.02	1	785,85	0,00394	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.02 ~ 01.03	1	412,14	0,01068	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.03 ~ 01.04	1	404,49	0,00099	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.04 ~ 01.05	1	364,13	0,01538	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.05 ~ 01.06	1	146,43	0,00205	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.06 ~ 01.07	1	346,20	0,00058	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.07 ~ 01.08	1	518,48	0,00039	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.08 ~ 01.09	5	107,10	0,00093	0,018 (concreto)	1,4895	43,96	2,23	8,20
01.09 ~ 01.10	5	104,60	0,00096	0,018 (concreto)	1,4895	31,92	2,05	8,20
01.10 ~ 01.11	5	102,74	0,00097	0,018 (concreto)	1,4895	34,88	2,13	7,80
01.11 ~ 01.12	5	108,49	0,00092	0,018 (concreto)	1,4895	38,68	2,15	8,00
01.12 ~ 01.13	5	103,56	0,00097	0,018 (concreto)	1,4895	37,22	2,16	8,00
01.13 ~ 01.14	5	101,33	0,00197	0,018 (concreto)	1,4895	47,23	2,92	9,00
01.14 ~ 01.15	5	309,69	0,00387	0,018 (concreto)	1,4895	77,28	4,29	9,00
01.15 ~ 01.16	5	368,05	0,00679	0,018 (concreto)	1,4895	103,03	5,77	8,30

trecho	propagar	comprimento (m)	declividade (m/m)	n de Manning	m	Qo	Vo	To
01.16 ~ 01.17	1	354,91	0,00423	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.17 ~ 01.18	1	557,12	0,00538	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.18 ~ 01.19	1	429,25	0,00116	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.19 ~ 01.20	1	548,26	0,00274	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.20 ~ 01.21	1	141,78	0,00705	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.21 ~ 01.22	1	701,81	0,00570	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.22 ~ 01.23	1	851,62	0,00352	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.23 ~ 01.24	1	564,02	0,00089	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
02.01 ~ 02.02	1	294,64	0,02885	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
02.02 ~ 02.03	1	144,24	0,03466	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.01 ~ 03.02	1	1159,71	0,02595	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.02 ~ 03.03	1	575,42	0,02120	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.03 ~ 03.04	1	334,13	0,01437	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.04 ~ 03.05	1	213,59	0,01358	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
04.01 ~ 04.02	1	84,67	0,04724	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
04.02 ~ 04.03	1	181,52	0,03801	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
05.01 ~ 05.02	1	706,15	0,02407	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
05.02 ~ 05.03	1	876,34	0,02065	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
06.01 ~ 06.02	1	1146,06	0,02138	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.01 ~ 07.02	1	978,42	0,00818	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.02 ~ 07.03	1	176,38	0,01701	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.03 ~ 07.04	1	218,90	0,02284	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.04 ~ 07.05	1	222,63	0,00314	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.05 ~ 07.06	1	530,16	0,00377	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.06 ~ 07.07	1	139,76	0,02146	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.07 ~ 07.08	1	267,43	0,00673	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
08.01 ~ 08.02	1	693,60	0,04469	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
09.01 ~ 09.02	1	468,56	0,01921	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
09.02 ~ 09.03	1	596,62	0,01676	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
10.01 ~ 10.02	1	224,64	0,05342	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.01 ~ 11.02	1	301,91	0,03312	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.02 ~ 11.03	1	196,97	0,02538	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.03 ~ 11.04	1	276,20	0,02172	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.04 ~ 11.05	1	406,70	0,01721	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.05 ~ 11.06	1	168,52	0,01484	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
12.01 ~ 12.02	1	385,93	0,02332	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
12.02 ~ 12.03	1	642,71	0,01867	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
12.03 ~ 12.04	1	145,12	0,03446	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
13.01 ~ 13.02	1	484,25	0,02478	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.01 ~ 14.02	1	330,67	0,02722	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.02 ~ 14.03	1	316,94	0,01578	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.03 ~ 14.04	1	280,18	0,01071	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.04 ~ 14.05	1	323,92	0,00617	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.05 ~ 14.06	1	394,97	0,02532	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.06 ~ 14.07	1	308,23	0,01947	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.07 ~ 14.08	1	538,45	0,00186	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00

trecho	propagar	comprimento (m)	declividade (m/m)	n de Manning	m	Qo	Vo	To
14.08 ~ 14.09	1	566,98	0,00529	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.09 ~ 14.10	1	634,37	0,00315	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.10 ~ 14.11	1	566,68	0,00176	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.11 ~ 14.12	1	206,76	0,00967	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
15.01 ~ 15.02	1	181,69	0,03302	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
16.01 ~ 16.02	1	59,95	0,03336	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
17.01 ~ 17.02	1	224,68	0,04451	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
18.01 ~ 18.02	1	1182,70	0,04143	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
19.01 ~ 19.02	1	171,00	0,05848	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
20.01 ~ 20.02	1	300,06	0,03333	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
21.01 ~ 21.02	1	547,57	0,02192	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00

Legenda: propagar 1 = método adaptado do amortecimento simplificado da onda de cheia, 5 = Muskingun-Cunge

Quadro 28 – Trechos de canal – cenário futuro

trecho	propagar	comprimento (m)	declividade (m/m)	n de Manning	m	Qo	Vo	To
01.01 ~ 01.02	1	785,85	0,00394	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.02 ~ 01.03	1	412,14	0,01068	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.03 ~ 01.04	1	404,49	0,00099	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.04 ~ 01.05	1	364,13	0,01538	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.05 ~ 01.06	1	146,43	0,00205	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.06 ~ 01.07	1	346,20	0,00058	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.07 ~ 01.08	5	518,48	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	62,51	3,57	7,00
01.08 ~ 01.09	5	107,10	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	109,61	3,99	11,00
01.09 ~ 01.10	5	104,60	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	116,49	4,00	12,00
01.10 ~ 01.11	5	102,74	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	122,39	4,00	13,00
01.11 ~ 01.12	5	108,49	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	128,49	4,00	14,00
01.12 ~ 01.13	5	103,56	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	134,72	4,00	15,00
01.13 ~ 01.14	5	101,33	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	137,88	4,00	15,50
01.14 ~ 01.15	5	309,69	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	147,49	4,00	17,00
01.15 ~ 01.16	5	368,05	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	150,73	4,00	17,50
01.16 ~ 01.17	5	354,91	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	177,07	4,00	21,50
01.17 ~ 01.18	5	557,12	0,00250	0,018 (concreto)	1,4895	200,52	4,00	25,00
01.18 ~ 01.19	1	429,25	0,00116	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.19 ~ 01.20	1	548,26	0,00274	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.20 ~ 01.21	1	141,78	0,00705	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.21 ~ 01.22	1	701,81	0,00570	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.22 ~ 01.23	1	851,62	0,00352	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
01.23 ~ 01.24	1	564,02	0,00089	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
02.01 ~ 02.02	1	294,64	0,02885	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
02.02 ~ 02.03	1	144,24	0,03466	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.01 ~ 03.02	1	1159,71	0,02595	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.02 ~ 03.03	1	575,42	0,02120	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.03 ~ 03.04	1	334,13	0,01437	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
03.04 ~ 03.05	1	213,59	0,01358	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
04.01 ~ 04.02	1	84,67	0,04724	galeria	0,0000	0,00	0,00	0,00
04.02 ~ 04.03	5	181,52	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	12,83	1,71	3,00

trecho	propagar	comprimento (m)	declividade (m/m)	n de Manning	m	Qo	Vo	To
05.01 ~ 05.02	1	706,15	0,02407	galeria	0,0000	0,00	0,00	0,00
05.02 ~ 05.03	1	876,34	0,02065	galeria	0,0000	0,00	0,00	0,00
06.01 ~ 06.02	1	1146,06	0,02138	galeria	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.01 ~ 07.02	1	978,42	0,00818	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.02 ~ 07.03	1	176,38	0,01701	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.03 ~ 07.04	1	218,90	0,02284	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.04 ~ 07.05	1	222,63	0,00314	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.05 ~ 07.06	1	530,16	0,00377	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.06 ~ 07.07	1	139,76	0,02146	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
07.07 ~ 07.08	1	267,43	0,00673	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
08.01 ~ 08.02	1	693,60	0,04469	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
09.01 ~ 09.02	1	468,56	0,01921	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
09.02 ~ 09.03	1	596,62	0,01676	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
10.01 ~ 10.02	1	224,64	0,05342	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.01 ~ 11.02	1	301,91	0,03312	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.02 ~ 11.03	1	196,97	0,02538	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.03 ~ 11.04	1	276,20	0,02172	galeria	0,0000	0,00	0,00	0,00
11.04 ~ 11.05	5	406,70	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	36,54	2,25	6,50
11.05 ~ 11.06	5	168,52	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	32,94	2,20	6,00
12.01 ~ 12.02	1	385,93	0,02332	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
12.02 ~ 12.03	1	642,71	0,01867	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
12.03 ~ 12.04	1	145,12	0,03446	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
13.01 ~ 13.02	1	484,25	0,02478	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.01 ~ 14.02	5	330,67	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	7,89	1,51	2,50
14.02 ~ 14.03	1	316,94	0,01578	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.03 ~ 14.04	1	280,18	0,01071	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.04 ~ 14.05	5	323,92	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	25,90	2,07	5,00
14.05 ~ 14.06	5	394,97	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	32,94	2,20	6,00
14.06 ~ 14.07	1	308,23	0,01947	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.07 ~ 14.08	1	538,45	0,00186	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.08 ~ 14.09	1	566,98	0,00529	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.09 ~ 14.10	1	634,37	0,00315	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.10 ~ 14.11	1	566,68	0,00176	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
14.11 ~ 14.12	1	206,76	0,00967	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00
15.01 ~ 15.02	5	181,69	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	15,93	1,82	3,50
16.01 ~ 16.02	1	59,95	0,03336	lago	0,0000	0,00	0,00	0,00
17.01 ~ 17.02	5	224,68	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	7,89	1,51	2,50
18.01 ~ 18.02	5	1182,70	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	19,16	1,92	4,00
19.01 ~ 19.02	5	171,00	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	12,83	1,71	3,00
20.01 ~ 20.02	5	300,06	0,00250	0,028 (gabião)	1,4895	15,93	1,82	3,50
21.01 ~ 21.02	1	547,57	0,02192	0,035 (terra)	0,0000	0,00	0,00	0,00

Legenda: propagar 1 = método adaptado do amortecimento simplificado da onda de cheia, 5 = Muskingun-Cunge

9.1. RESULTADOS POR SUB-BACIA

Os resultados apresentados na pasta de arquivos eletrônicos "resultados da simulação" tratam dos hidrogramas das sub-bacias modeladas para os cenários estudados. Estes hidrogramas foram gerados no Microsoft Excel com dados extraídos das simulações da modelagem apresentada no item anterior.

A sobreposição de duas ou mais curvas umas às outras é esperada para aquelas sub-bacias em que os CN dos cenários estudados são iguais e para aquelas sub-bacias que não dispõem de reservatórios de amortecimento.

Para o caso de Matão, não foi necessário modelar os reservatórios nas sub-bacias, e sim, apenas nas seções estudadas.

São apresentados a seguir os resultados resumidos das simulações para as sub-bacias.

Quadro 29 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Pré-Urbanizado

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
001	124,18	372,54	116,37	44	1,57	48,92	2,3
002	92,52	277,55	107,66	60	0,12	30,84	9,85
003	107,77	323,32	113,58	47,5	1,01	39,19	3,66
004	130,68	392,05	117,34	43,6	1,53	51,48	2,14
005	103,48	310,43	112,5	57,5	1,82	34,49	8,55
006	104,67	314,01	113	55,3	2,03	34,89	7,25
007	104,78	314,34	113,05	46,1	0,85	38,1	3,44
008	123,21	369,64	116,22	46,6	4,09	52,27	2,78
009	296,44	889,33	130,84	36	0,39	107,8	0,49
010	105,22	315,65	113,1	51,7	4,64	41,45	4,84
011	92,52	277,55	107,66	60	0,43	30,84	9,85
012	245,95	737,85	128,04	36,6	0,37	89,44	0,6
013	290,73	872,19	130,56	36	0,37	105,72	0,49
014	251,97	755,92	128,41	36	0,2	91,63	0,53
015	270,18	810,55	129,47	36	0,06	98,25	0,52
016	109,82	329,45	113,96	45	1,98	39,93	2,92
017	114,15	342,44	114,73	49,2	3,94	48,43	3,59
018	146,33	438,99	119,42	42,3	3,37	53,21	1,84
019	92,52	277,55	107,66	60	1,47	30,84	9,85
020	104,8	314,41	113,06	51,8	3,76	38,11	5,38
021	92,52	277,55	107,66	60	0,34	30,84	9,85

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
022	277,59	832,77	129,87	36	0,45	100,94	0,5
023	104,67	314,02	113	57,6	8,64	38,06	8,11
024	104,67	314,02	113,01	60	8,84	34,89	9,43
025	92,52	277,55	107,66	60	2,45	30,84	9,85
026	104,73	314,2	113,03	60	2,48	34,91	9,34
027	95,09	285,27	108,84	60	2,33	31,7	9,79
028	92,52	277,55	107,66	60	0,27	30,84	9,85
029	104,7	314,09	113,01	60	4,09	34,9	9,28
030	92,52	277,55	107,66	60	4,66	30,84	9,85
031	104,68	314,03	113,01	60	2,41	34,89	9,32
032	104,7	314,09	113,01	60	7,76	34,9	9,28
033	92,52	277,55	107,66	60	2,03	30,84	9,85
034	100,1	300,29	111,05	60	7,23	33,37	9,7
035	93,94	281,81	108,31	60	2,45	31,31	9,81
036	92,52	277,55	107,66	60	5,35	30,84	9,85
037	92,52	277,55	107,66	60	1,97	30,84	9,85
038	100,33	300,99	111,15	59,7	1,85	33,44	9,55
039	100,37	301,12	111,17	60	1,72	33,46	9,69
040	104,7	314,1	113,02	60	12,76	38,07	8,69
041	92,52	277,55	107,66	60	1,64	30,84	9,85
042	93,85	281,55	108,27	60	1,92	31,28	9,81
043	92,52	277,55	107,66	60	3,36	30,84	9,85
044	104,73	314,18	113,03	60	2,03	34,91	9,36
045	104,64	313,92	112,99	60	1,86	34,88	9,48
046	103,58	310,74	112,54	60	1,98	34,53	9,55
047	103,03	309,1	112,31	60	4,22	34,34	9,64
048	104,71	314,13	113,02	58	4,12	38,08	8,24
049	104,75	314,26	113,04	55,3	5,27	38,09	6,82
050	132,92	398,77	117,65	45,2	4,03	52,36	2,55
051	239,71	719,14	127,65	44	23,24	130,75	1,14
052	94,08	282,25	108,38	60	4,05	31,36	9,81
053	100,14	300,42	111,07	60	1,64	33,38	9,6
054	163,29	489,86	121,36	40,7	0,97	59,38	1,45
055	92,52	277,55	107,66	60	1,15	30,84	9,85
056	92,92	278,75	107,85	60	3,71	30,97	9,84
057	99,47	298,42	110,78	60	1,66	33,16	9,71
058	92,52	277,55	107,66	60	0,58	30,84	9,85
059	101,09	303,27	111,48	60	4,01	33,7	9,59
060	104,67	314,01	113	60	6,06	38,06	8,99
061	99,35	298,04	110,73	60	3,3	33,12	9,59
062	104,68	314,05	113,01	60	16,27	41,24	8,45
063	104,71	314,14	113,02	60	12,63	41,25	8,23
064	150,57	451,72	119,93	54	54,47	95,82	3,01
065	92,52	277,55	107,66	60	1,15	30,84	9,85
066	92,52	277,55	107,66	60	0,22	30,84	9,85
067	102,25	306,75	111,98	60	4,85	34,08	9,56
068	104,72	314,15	113,02	60	7,19	34,91	9,27
069	92,52	277,55	107,66	60	0,15	30,84	9,85
070	93,09	279,28	107,93	60	5,29	31,03	9,82
071	92,52	277,55	107,66	60	1,26	30,84	9,85
072	101,09	303,27	111,48	60	0,97	33,7	9,59

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
073	103,56	310,69	112,54	60	5,35	34,52	9,55
074	92,52	277,55	107,66	60	0,38	30,84	9,85
075	92,52	277,55	107,66	60	0,54	30,84	9,85
076	93,68	281,03	108,2	60	2,03	31,23	9,81
077	129,44	388,31	117,15	45,8	3,2	50,99	2,68
078	98,08	294,24	110,17	60	1,85	32,69	9,76
079	92,52	277,55	107,66	60	2,64	30,84	9,85
080	104,83	314,49	113,07	48,2	1,94	41,3	3,82
081	116,23	348,7	115,09	47,3	2,27	45,79	3,29
082	92,52	277,55	107,66	60	3,13	30,84	9,85
083	94,35	283,06	108,5	59,6	1,06	31,45	9,63
084	92,3	276,91	107,57	60	2,09	30,77	9,83
085	92,54	277,63	107,68	60	2,88	30,85	9,83
086	92,52	277,55	107,66	60	0,32	30,84	9,85
087	92,52	277,55	107,66	60	0,4	30,84	9,85
088	92,52	277,55	107,66	60	0,63	30,84	9,85
089	92,52	277,55	107,66	60	0,24	30,84	9,85
090	92,52	277,55	107,66	60	1,34	30,84	9,85
091	104,86	314,59	113,08	48,2	1,68	38,13	4,05
092	104,89	314,68	113,1	45,7	0,8	38,14	3,22
093	104,66	313,99	113	54,3	0,9	34,89	7,02
094	102,55	307,66	112,11	60	4,14	34,18	9,56
095	96,39	289,18	109,42	60	3,99	32,13	9,77
096	92,52	277,55	107,66	60	0,43	30,84	9,85
097	104,67	314	113	60	6,7	34,89	9,54
098	100,65	301,96	111,29	60	3,7	33,55	9,69
099	92,52	277,55	107,66	60	3,19	30,84	9,85
100	104,54	313,62	112,95	55	8,69	38,02	7,05
101	104,69	314,06	113,01	60	16,77	44,41	7,98

Quadro 30 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Atual

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
001	104,66	313,97	113	57,3	5,35	38,06	7,83
002	95,58	286,74	109,06	72	0,24	20,27	19,98
003	104,61	313,83	112,98	59,6	2,55	34,87	9,26
004	104,73	314,19	113,03	56	5,08	38,08	7,12
005	84,44	253,31	103,81	77,7	5,66	17,91	26,51
006	103,92	311,75	112,69	77,4	6,82	22,04	24,34
007	104,54	313,61	112,95	67,7	3,93	22,17	15,91
008	104,82	314,45	113,06	58,1	10,92	41,29	7,42
009	104,66	313,99	113	76,2	16,99	25,37	21,2
010	104,71	314,13	113,02	62,4	9,59	38,08	9,99
011	96,06	288,19	109,27	70,8	0,82	20,38	18,79
012	103,75	311,26	112,62	75,4	13,47	22,01	21,93
013	99,77	299,32	110,91	79,4	18,75	24,19	24,89
014	79,07	237,2	101,08	81	11,99	16,77	30,95
015	85,19	255,56	104,18	81	3,23	18,07	29,55
016	95,03	285,09	108,81	60,9	6,93	31,68	10,22

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
017	92,38	277,13	107,6	84,8	27,95	30,79	25,44
018	104,73	314,18	113,03	71	31,06	25,39	17
019	75,41	226,22	99,14	81,4	4,7	16	31,61
020	103,79	311,38	112,63	78,8	16,82	25,16	24,08
021	83,13	249,38	103,16	79	0,96	17,63	28,2
022	96,69	290,06	109,55	79	22,59	23,44	24,94
023	104,7	314,1	113,02	69,4	16,39	28,55	15,39
024	104,7	314,1	113,02	67,8	13,52	28,55	14,42
025	72,09	216,26	97,32	85,5	9,51	15,29	38,22
026	104,66	313,99	113	70,7	4,38	28,54	16,47
027	74,47	223,41	98,64	86,8	9,34	15,8	39,31
028	67,43	202,3	94,65	88	1,16	14,3	42,74
029	74,7	224,09	98,76	88	15,56	20,37	35,34
030	73,11	219,33	97,89	82,1	15,41	15,51	32,57
031	73,75	221,24	98,24	88	9,19	20,11	35,54
032	104,59	313,76	112,97	69,8	13,08	28,52	15,64
033	67,43	202,3	94,65	88	8,83	14,3	42,74
034	67,52	202,56	94,7	86,2	27,54	16,37	36,96
035	71,67	215,02	97,09	87,4	10,19	15,2	40,81
036	81,34	244,02	102,26	79,3	15,55	17,25	28,62
037	67,43	202,3	94,65	88	8,53	14,3	42,74
038	100,25	300,75	111,12	76,3	4,59	21,27	23,65
039	65,5	196,51	93,5	87,9	7,07	15,88	39,81
040	104,51	313,52	112,94	69,6	21,06	34,84	14,34
041	67,43	202,3	94,65	88	7,14	14,3	42,74
042	58,6	175,79	89,14	88	8,24	14,21	41,98
043	67,43	202,3	94,65	88	14,59	14,3	42,74
044	72,43	217,28	97,51	88	7,78	19,75	35,8
045	68,01	204,03	94,99	88	7,19	18,55	36,73
046	74,45	223,34	98,62	88	7,74	18,05	37,43
047	68,98	206,95	95,55	88	17,12	16,72	39,11
048	77,54	232,63	100,29	85,6	15,93	21,15	31,85
049	82,9	248,71	103,04	86,6	24,76	22,61	32,07
050	104,64	313,92	112,99	61,2	15,03	38,05	9,52
051	143,39	430,18	119,05	54,7	61,64	99,94	3,01
052	76,66	229,98	99,82	82,7	13,62	16,26	32,97
053	70,73	212,19	96,55	88	6,55	17,15	38,46
054	103,65	310,95	112,57	79,4	17,17	21,99	25,75
055	67,43	202,3	94,65	88	4,99	14,3	42,74
056	68,19	204,58	95,09	88	16,03	14,47	42,55
057	64,29	192,88	92,76	88	6,89	15,59	40,22
058	72,62	217,87	97,62	84,4	2,14	15,4	36,4
059	75,76	227,28	99,33	85	14,05	18,37	33,65
060	99,98	299,94	111	72,3	11,34	30,3	16,82
061	104,57	313,71	112,96	69	5,47	25,35	15,88
062	104,72	314,16	113,02	68,5	25,42	38,08	13,21
063	104,64	313,91	112,99	68,7	20	38,05	13,04
064	121,47	364,4	115,94	63,4	97,85	84,66	5,42
065	104,41	313,24	112,9	69	2	22,15	17,08
066	93,07	279,22	107,92	74,3	0,5	19,74	22,42
067	97,22	291,65	109,79	75,1	10,81	23,57	21,3

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
068	104,7	314,09	113,01	69	11,68	28,55	15,06
069	104,67	314,01	113	67,4	0,24	22,2	15,65
070	96,59	289,77	109,51	74	11,81	20,49	21,92
071	72,87	218,62	97,76	83,2	4,41	15,46	34,34
072	71,57	214,71	97,03	88	3,87	17,35	38,27
073	74,43	223,28	98,61	88	20,97	18,04	37,43
074	67,43	202,3	94,65	88	1,67	14,3	42,74
075	90,29	270,88	106,63	75	1,27	19,15	23,29
076	100,68	302,04	111,31	70,2	3,74	21,36	18,04
077	104,64	313,91	112,99	67,7	15,68	34,88	13,1
078	104,67	314	113	68,8	3,12	22,2	16,48
079	104,73	314,18	113,03	68,6	4,49	22,21	16,75
080	104,68	314,04	113,01	61,7	5,18	34,89	10,17
081	104,28	312,85	112,84	66,9	8,91	34,76	12,91
082	96,37	289,1	109,41	70,6	5,9	20,44	18,55
083	104,66	313,98	113	68,4	1,81	22,2	16,54
084	104,62	313,87	112,98	69,1	3,63	22,19	17,04
085	104,58	313,75	112,97	68,8	4,96	22,18	16,93
086	103,24	309,72	112,4	70,1	0,59	21,9	18,09
087	72,67	218,01	97,65	84,3	1,49	15,42	36,24
088	102,87	308,6	112,24	70,2	1,17	21,82	18,19
089	104,58	313,75	112,97	68,9	0,42	22,18	16,95
090	75,35	226,06	99,12	81,5	4,31	15,98	31,69
091	104,14	312,41	112,78	62,8	4,65	28,4	11,18
092	104,65	313,96	113	62,2	2,79	25,37	11,19
093	104,65	313,94	112,99	66,7	1,93	22,2	15,05
094	102,15	306,46	111,94	81,4	12,25	21,67	28,3
095	103,68	311,03	112,59	72,6	8,24	21,99	20,18
096	104,41	313,24	112,9	69	0,75	22,15	17,08
097	96,66	289,98	109,54	76,8	16,03	23,43	22,82
098	104,64	313,92	112,99	71,9	7,26	22,2	19,01
099	87,91	263,72	105,5	76	7,92	18,65	24,44
100	104,61	313,83	112,98	67,9	18,36	25,36	14,9
101	104,66	313,97	113	68,6	26,46	41,23	12,59

Quadro 31 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Futuro sem Obras

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
001	101,51	304,52	111,66	64,4	7,99	33,84	11,7
002	88,14	264,42	105,61	75,6	0,29	18,7	23,97
003	104,5	313,5	112,93	66,2	3,68	28,5	13,38
004	104,55	313,64	112,95	63,9	8,04	34,85	11,25
005	80,96	242,88	102,06	80,3	6,4	17,17	29,97
006	94,3	282,89	108,48	79,9	7,64	20	27,27
007	103,38	310,13	112,46	69,6	4,34	21,93	17,59
008	104,69	314,07	113,01	65,7	16,82	38,07	11,43
009	104,65	313,95	113	76,7	17,4	25,37	21,71
010	104,55	313,64	112,95	68,9	13,31	34,85	13,88

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
011	93,76	281,29	108,24	74	0,97	19,89	22,14
012	104,71	314,14	113,02	75,8	13,73	22,21	22,35
013	91,36	274,08	107,13	79,9	19,18	22,15	25,45
014	79,07	237,2	101,08	81	11,99	16,77	30,95
015	85,19	255,56	104,18	81	3,23	18,07	29,55
016	104,48	313,44	112,92	66,3	9,56	25,33	14,11
017	92,36	277,07	107,59	84,8	27,97	30,79	25,45
018	104,69	314,07	113,01	73,9	35,9	25,38	19,65
019	72,87	218,62	97,76	83,2	5,11	15,46	34,34
020	93,35	280,06	108,05	80,6	18,18	22,63	26,02
021	75,5	226,49	99,19	81,4	1,07	16,01	31,51
022	96,09	288,28	109,29	79,6	23,2	23,3	25,61
023	104,68	314,04	113,01	73,7	20,26	25,38	19,02
024	104,64	313,91	112,99	72	16,77	25,37	17,89
025	69,8	209,39	96,02	86,2	9,79	14,81	39,36
026	104,64	313,93	112,99	75	5,43	25,37	20,39
027	73,75	221,25	98,24	87,1	9,48	15,64	39,87
028	67,43	202,3	94,65	88	1,16	14,3	42,74
029	74,7	224,09	98,76	88	15,56	20,37	35,34
030	72,95	218,84	97,8	82,8	15,96	15,47	33,73
031	73,75	221,24	98,24	88	9,19	20,11	35,54
032	104,73	314,2	113,03	73,7	15,88	25,39	19
033	67,43	202,3	94,65	88	8,83	14,3	42,74
034	67,36	202,09	94,6	86,7	28,12	16,33	37,73
035	71,67	215,02	97,09	87,4	10,19	15,2	40,81
036	75,47	226,4	99,18	81,3	17,09	16,01	31,45
037	67,43	202,3	94,65	88	8,53	14,3	42,74
038	96,13	288,39	109,31	78,9	5,17	20,39	26,62
039	65,5	196,51	93,5	87,9	7,07	15,88	39,81
040	101,59	304,76	111,7	71,2	22,65	33,86	15,42
041	67,43	202,3	94,65	88	7,14	14,3	42,74
042	58,6	175,79	89,14	88	8,24	14,21	41,98
043	67,43	202,3	94,65	88	14,59	14,3	42,74
044	72,43	217,28	97,51	88	7,78	19,75	35,8
045	68,01	204,03	94,99	88	7,19	18,55	36,73
046	74,45	223,34	98,62	88	7,74	18,05	37,43
047	68,98	206,95	95,55	88	17,12	16,72	39,11
048	77,51	232,53	100,27	85,6	15,95	21,14	31,89
049	82,9	248,71	103,04	86,6	24,76	22,61	32,07
050	104,51	313,52	112,94	66,4	19,78	34,84	12,52
051	141,31	423,94	118,78	55,6	65,62	98,49	3,21
052	76,66	229,98	99,82	82,7	13,62	16,26	32,97
053	70,73	212,19	96,55	88	6,55	17,15	38,46
054	103,48	310,44	112,5	80,3	17,9	21,95	26,85
055	67,43	202,3	94,65	88	4,99	14,3	42,74
056	68,19	204,58	95,09	88	16,03	14,47	42,55
057	64,29	192,88	92,76	88	6,89	15,59	40,22
058	72,53	217,6	97,57	84,8	2,17	15,39	36,92
059	75,78	227,35	99,35	85,1	14,07	18,37	33,68
060	104,52	313,55	112,94	73,4	11,9	28,5	17,64
061	104,57	313,71	112,96	69	5,47	25,35	15,88

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
062	104,7	314,1	113,02	71,4	29,09	34,9	15,11
063	104,64	313,91	112,99	68,7	20	38,05	13,04
064	118,48	355,43	115,46	65,1	106,83	82,57	5,91
065	104,41	313,24	112,9	69	2	22,15	17,08
066	84,35	253,05	103,77	77,9	0,59	17,89	26,72
067	103,81	311,43	112,64	78,1	12,4	22,02	24,43
068	96,48	289,43	109,46	72,5	13,79	26,31	17,79
069	104,67	314,01	113	67,4	0,24	22,2	15,65
070	93,75	281,25	108,23	74,7	12,24	19,89	22,7
071	72,77	218,31	97,7	83,7	4,51	15,44	35,1
072	71,57	214,71	97,03	88	3,87	17,35	38,27
073	74,43	223,28	98,61	88	20,97	18,04	37,43
074	67,43	202,3	94,65	88	1,67	14,3	42,74
075	84,27	252,81	103,73	78,1	1,47	17,88	26,99
076	97,26	291,78	109,81	74	4,54	20,63	21,9
077	101,58	304,75	111,69	71,4	18,67	33,86	15,59
078	104,46	313,37	112,91	72,2	3,74	22,16	19,74
079	95,39	286,18	108,98	72,7	5,55	20,24	20,7
080	104,17	312,51	112,79	66,7	6,75	28,41	13,24
081	104,63	313,9	112,99	70,5	10,6	31,71	15,35
082	93,76	281,29	108,24	74	7,05	19,89	22,14
083	95,31	285,93	108,94	72,8	2,29	20,22	20,86
084	97,18	291,55	109,77	73,3	4,54	20,61	21,29
085	95,36	286,09	108,96	72,7	6,08	20,23	20,76
086	93,76	281,29	108,24	74	0,72	19,89	22,14
087	72,33	216,98	97,45	85,1	1,54	15,34	37,58
088	94,64	283,91	108,63	73,5	1,38	20,07	21,57
089	94,61	283,83	108,62	73,5	0,54	20,07	21,61
090	72,87	218,62	97,76	83,2	4,66	15,46	34,31
091	104,67	314,01	113	66,9	5,89	25,37	14,16
092	104,59	313,77	112,97	64,2	3,15	25,36	12,65
093	96,07	288,21	109,28	70,8	2,41	20,38	18,78
094	101,15	303,46	111,51	82,5	12,83	21,46	29,64
095	101,96	305,89	111,86	73,3	8,54	21,63	20,93
096	104,41	313,24	112,9	69	0,75	22,15	17,08
097	104,59	313,77	112,97	79,5	18,13	22,19	25,82
098	104,56	313,68	112,96	73,5	7,88	22,18	20,62
099	84,59	253,76	103,88	77,3	8,43	17,94	26,01
100	102,11	306,33	111,92	70,1	20,59	24,75	16,71
101	104,66	313,97	113	68,6	26,53	41,23	12,62

Quadro 32 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Futuro com Obras "s.i.c."

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precip. total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	Min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
001	101,5	304,5	111,66	64,4	7,99	33,83	11,7
002	88,1	264,3	105,59	75,6	0,29	18,69	23,97
003	104,51	313,54	112,94	66,2	3,68	28,5	13,38
004	104,58	313,75	112,97	63,9	8,04	34,86	11,26

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precip. total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	Min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
005	80,97	242,9	102,07	80,3	6,4	17,17	29,97
006	94,29	282,87	108,47	79,9	7,64	20	27,27
007	103,35	310,04	112,45	69,6	4,34	21,92	17,59
008	104,68	314,04	113,01	65,7	16,82	38,07	11,43
009	104,56	313,69	112,96	76,7	17,4	25,35	21,71
010	104,55	313,65	112,95	68,9	13,31	34,85	13,88
011	93,78	281,35	108,24	74	0,97	19,89	22,14
012	104,73	314,19	113,03	75,8	13,73	22,22	22,35
013	91,34	274,01	107,12	79,9	19,18	22,14	25,45
014	79	236,99	101,05	81	11,99	16,76	30,94
015	85,17	255,5	104,17	81	3,23	18,07	29,55
016	104,47	313,41	112,92	66,3	9,56	25,33	14,11
017	92,35	277,04	107,59	84,8	27,97	30,78	25,45
018	104,71	314,13	113,02	73,9	35,9	25,38	19,65
019	72,84	218,53	97,74	83,2	5,11	15,45	34,34
020	93,39	280,17	108,07	80,6	18,18	22,64	26,02
021	75,45	226,36	99,17	81,4	1,07	16,01	31,51
022	104,73	314,19	113,03	79,6	23,2	22,22	25,61
023	104,72	314,15	113,02	73,7	20,26	25,39	19,02
024	104,74	314,21	113,03	72	16,77	25,39	17,9
025	69,77	209,31	96,01	86,2	9,79	14,8	39,36
026	104,65	313,94	112,99	75	5,43	25,37	20,39
027	73,72	221,16	98,23	87,1	9,48	15,64	39,87
028	67,42	202,27	94,64	88	1,16	14,3	42,74
029	74,71	224,13	98,77	88	15,56	20,38	35,34
030	72,94	218,82	97,8	82,8	15,96	15,47	33,73
031	73,75	221,24	98,24	88	9,19	20,11	35,54
032	104,72	314,16	113,02	73,7	15,88	25,39	19
033	67,42	202,27	94,64	88	8,83	14,3	42,74
034	67,35	202,05	94,6	86,7	28,12	16,33	37,73
035	71,66	214,97	97,08	87,4	10,19	15,2	40,81
036	75,47	226,41	99,18	81,3	17,09	16,01	31,45
037	67,42	202,27	94,64	88	8,53	14,3	42,74
038	96,19	288,58	109,33	78,9	5,17	20,4	26,62
039	65,49	196,46	93,49	87,9	7,07	15,88	39,81
040	101,61	304,83	111,71	71,2	22,65	33,87	15,42
041	67,42	202,27	94,64	88	7,14	14,3	42,74
042	58,83	176,5	89,3	88	8,24	14,26	41,98
043	67,42	202,27	94,64	88	14,59	14,3	42,74
044	72,43	217,29	97,51	88	7,78	19,75	35,8
045	68,09	204,27	95,03	88	7,19	18,57	36,73
046	74,45	223,34	98,62	88	7,74	18,05	37,43
047	69,04	207,11	95,58	88	17,12	16,74	39,11
048	77,52	232,56	100,27	85,6	15,95	21,14	31,89
049	82,9	248,7	103,04	86,6	24,76	22,61	32,07
050	104,49	313,48	112,93	66,4	19,78	34,83	12,52
051	141,34	424,02	118,79	55,6	65,62	98,51	3,21
052	76,66	229,98	99,82	82,7	13,62	16,26	32,97
053	70,74	212,22	96,56	88	6,55	17,15	38,46
054	103,5	310,5	112,51	80,3	17,9	21,95	26,85
055	67,42	202,27	94,64	88	4,99	14,3	42,74

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precip. total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	Min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
056	68,23	204,7	95,12	88	16,03	14,47	42,55
057	64,29	192,88	92,76	88	6,89	15,59	40,22
058	72,49	217,46	97,54	84,8	2,17	15,38	36,92
059	75,74	227,23	99,33	85,1	14,07	18,36	33,68
060	104,21	312,62	112,81	73,4	11,89	28,42	17,64
061	104,55	313,66	112,95	69	5,47	25,35	15,88
062	104,71	314,13	113,02	71,4	29,09	34,9	15,11
063	104,71	314,14	113,02	68,7	20,01	38,08	13,04
064	118,43	355,3	115,45	65,1	106,83	82,55	5,91
065	104,48	313,44	112,92	69	2	22,16	17,08
066	84,35	253,04	103,76	77,9	0,59	17,89	26,72
067	103,76	311,28	112,62	78,1	12,4	22,01	24,43
068	104,67	314	113	72,5	13,8	25,37	17,8
069	104,66	313,97	113	67,4	0,24	22,2	15,65
070	93,74	281,23	108,23	74,7	12,24	19,89	22,7
071	72,8	218,41	97,72	83,7	4,51	15,44	35,1
072	71,54	214,61	97,01	88	3,87	17,34	38,27
073	74,43	223,28	98,61	88	20,97	18,04	37,43
074	67,42	202,27	94,64	88	1,67	14,3	42,74
075	84,26	252,78	103,72	78,1	1,47	17,87	26,99
076	97,22	291,65	109,79	74	4,54	20,62	21,9
077	101,62	304,85	111,71	71,4	18,67	33,87	15,59
078	104,44	313,31	112,9	72,2	3,74	22,15	19,74
079	95,38	286,13	108,97	72,7	5,55	20,23	20,7
080	104,57	313,72	112,96	66,7	6,75	28,52	13,26
081	104,41	313,22	112,89	70,5	10,6	31,64	15,35
082	93,78	281,35	108,24	74	7,05	19,89	22,14
083	95,33	285,99	108,95	72,8	2,29	20,22	20,86
084	97,14	291,41	109,75	73,3	4,54	20,6	21,29
085	95,4	286,19	108,98	72,7	6,08	20,24	20,76
086	93,78	281,35	108,24	74	0,72	19,89	22,14
087	72,31	216,92	97,44	85,1	1,54	15,34	37,58
088	94,62	283,87	108,63	73,5	1,38	20,07	21,57
089	94,62	283,86	108,62	73,5	0,54	20,07	21,61
090	72,84	218,53	97,74	83,2	4,66	15,45	34,31
091	104,71	314,12	113,02	66,9	5,89	25,38	14,16
092	104,66	313,99	113	64,2	3,15	25,37	12,65
093	96,04	288,13	109,27	70,8	2,41	20,37	18,78
094	82,6	247,8	102,89	82,5	12,83	20,02	29,63
095	101,9	305,71	111,83	73,3	8,55	21,62	20,93
096	104,48	313,44	112,92	69	0,75	22,16	17,08
097	104,38	313,14	112,88	79,5	18,13	22,14	25,82
098	104,7	314,1	113,02	73,5	7,88	22,21	20,62
099	84,58	253,75	103,88	77,3	8,43	17,94	26,01
100	102,12	306,36	111,92	70,1	20,59	24,76	16,71
101	104,64	313,91	112,99	68,6	26,53	41,22	12,62

Quadro 33 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Futuro com Obras

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
001	101,51	304,52	111,66	64,4	7,99	33,84	11,7
002	88,14	264,42	105,61	75,6	0,29	18,7	23,97
003	104,5	313,5	112,93	66,2	3,68	28,5	13,38
004	104,55	313,64	112,95	63,9	8,04	34,85	11,25
005	80,96	242,88	102,06	80,3	6,4	17,17	29,97
006	94,3	282,89	108,48	79,9	7,64	20	27,27
007	103,38	310,13	112,46	69,6	4,34	21,93	17,59
008	104,69	314,07	113,01	65,7	16,82	38,07	11,43
009	104,65	313,95	113	76,7	17,4	25,37	21,71
010	104,55	313,64	112,95	68,9	13,31	34,85	13,88
011	93,76	281,29	108,24	74	0,97	19,89	22,14
012	104,71	314,14	113,02	75,8	13,73	22,21	22,35
013	91,36	274,08	107,13	79,9	19,18	22,15	25,45
014	79,07	237,2	101,08	81	11,99	16,77	30,95
015	85,19	255,56	104,18	81	3,23	18,07	29,55
016	104,48	313,44	112,92	66,3	9,56	25,33	14,11
017	92,36	277,07	107,59	84,8	27,97	30,79	25,45
018	104,69	314,07	113,01	73,9	35,9	25,38	19,65
019	72,87	218,62	97,76	83,2	5,11	15,46	34,34
020	93,35	280,06	108,05	80,6	18,18	22,63	26,02
021	75,5	226,49	99,19	81,4	1,07	16,01	31,51
022	96,09	288,28	109,29	79,6	23,2	23,3	25,61
023	104,68	314,04	113,01	73,7	20,26	25,38	19,02
024	104,64	313,91	112,99	72	16,77	25,37	17,89
025	69,8	209,39	96,02	86,2	9,79	14,81	39,36
026	104,64	313,93	112,99	75	5,43	25,37	20,39
027	73,75	221,25	98,24	87,1	9,48	15,64	39,87
028	67,43	202,3	94,65	88	1,16	14,3	42,74
029	74,7	224,09	98,76	88	15,56	20,37	35,34
030	72,95	218,84	97,8	82,8	15,96	15,47	33,73
031	73,75	221,24	98,24	88	9,19	20,11	35,54
032	104,73	314,2	113,03	73,7	15,88	25,39	19
033	67,43	202,3	94,65	88	8,83	14,3	42,74
034	67,36	202,09	94,6	86,7	28,12	16,33	37,73
035	71,67	215,02	97,09	87,4	10,19	15,2	40,81
036	75,47	226,4	99,18	81,3	17,09	16,01	31,45
037	67,43	202,3	94,65	88	8,53	14,3	42,74
038	96,13	288,39	109,31	78,9	5,17	20,39	26,62
039	65,5	196,51	93,5	87,9	7,07	15,88	39,81
040	101,59	304,76	111,7	71,2	22,65	33,86	15,42
041	67,43	202,3	94,65	88	7,14	14,3	42,74
042	58,6	175,79	89,14	88	8,24	14,21	41,98
043	67,43	202,3	94,65	88	14,59	14,3	42,74
044	72,43	217,28	97,51	88	7,78	19,75	35,8
045	68,01	204,03	94,99	88	7,19	18,55	36,73
046	74,45	223,34	98,62	88	7,74	18,05	37,43
047	68,98	206,95	95,55	88	17,12	16,72	39,11
048	77,51	232,53	100,27	85,6	15,95	21,14	31,89

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
049	82,9	248,71	103,04	86,6	24,76	22,61	32,07
050	104,51	313,52	112,94	66,4	19,78	34,84	12,52
051	141,31	423,94	118,78	55,6	65,62	98,49	3,21
052	76,66	229,98	99,82	82,7	13,62	16,26	32,97
053	70,73	212,19	96,55	88	6,55	17,15	38,46
054	103,48	310,44	112,5	80,3	17,9	21,95	26,85
055	67,43	202,3	94,65	88	4,99	14,3	42,74
056	68,19	204,58	95,09	88	16,03	14,47	42,55
057	64,29	192,88	92,76	88	6,89	15,59	40,22
058	72,53	217,6	97,57	84,8	2,17	15,39	36,92
059	75,78	227,35	99,35	85,1	14,07	18,37	33,68
060	104,52	313,55	112,94	73,4	11,9	28,5	17,64
061	104,57	313,71	112,96	69	5,47	25,35	15,88
062	104,7	314,1	113,02	71,4	29,09	34,9	15,11
063	104,64	313,91	112,99	68,7	20	38,05	13,04
064	118,48	355,43	115,46	65,1	106,83	82,57	5,91
065	104,41	313,24	112,9	69	2	22,15	17,08
066	84,35	253,05	103,77	77,9	0,59	17,89	26,72
067	103,81	311,43	112,64	78,1	12,4	22,02	24,43
068	96,48	289,43	109,46	72,5	13,79	26,31	17,79
069	104,67	314,01	113	67,4	0,24	22,2	15,65
070	93,75	281,25	108,23	74,7	12,24	19,89	22,7
071	72,77	218,31	97,7	83,7	4,51	15,44	35,1
072	71,57	214,71	97,03	88	3,87	17,35	38,27
073	74,43	223,28	98,61	88	20,97	18,04	37,43
074	67,43	202,3	94,65	88	1,67	14,3	42,74
075	84,27	252,81	103,73	78,1	1,47	17,88	26,99
076	97,26	291,78	109,81	74	4,54	20,63	21,9
077	101,58	304,75	111,69	71,4	18,67	33,86	15,59
078	104,46	313,37	112,91	72,2	3,74	22,16	19,74
079	95,39	286,18	108,98	72,7	5,55	20,24	20,7
080	104,17	312,51	112,79	66,7	6,75	28,41	13,24
081	104,63	313,9	112,99	70,5	10,6	31,71	15,35
082	93,76	281,29	108,24	74	7,05	19,89	22,14
083	95,31	285,93	108,94	72,8	2,29	20,22	20,86
084	97,18	291,55	109,77	73,3	4,54	20,61	21,29
085	95,36	286,09	108,96	72,7	6,08	20,23	20,76
086	93,76	281,29	108,24	74	0,72	19,89	22,14
087	72,33	216,98	97,45	85,1	1,54	15,34	37,58
088	94,64	283,91	108,63	73,5	1,38	20,07	21,57
089	94,61	283,83	108,62	73,5	0,54	20,07	21,61
090	72,87	218,62	97,76	83,2	4,66	15,46	34,31
091	104,67	314,01	113	66,9	5,89	25,37	14,16
092	104,59	313,77	112,97	64,2	3,15	25,36	12,65
093	96,07	288,21	109,28	70,8	2,41	20,38	18,78
094	101,15	303,46	111,51	82,5	12,83	21,46	29,64
095	101,96	305,89	111,86	73,3	8,54	21,63	20,93
096	104,41	313,24	112,9	69	0,75	22,15	17,08
097	104,59	313,77	112,97	79,5	18,13	22,19	25,82
098	104,56	313,68	112,96	73,5	7,88	22,18	20,62
099	84,59	253,76	103,88	77,3	8,43	17,94	26,01

sub-bacia	duração da chuva	tempo de simulação	precipitação total	CN	pico de vazão	tempo do pico	vazão máx. esp.
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
100	102,11	306,33	111,92	70,1	20,59	24,75	16,71
101	104,66	313,97	113	68,6	26,53	41,23	12,62

9.2. RESULTADOS POR SEÇÃO

Os resultados apresentados na pasta de arquivos eletrônicos "resultados da simulação" tratam dos hidrogramas das seções modeladas para os cenários estudados.

Estes hidrogramas foram gerados no Microsoft Excel com dados extraídos das simulações da modelagem apresentada no item anterior.

A sobreposição de duas ou mais curvas umas às outras é esperada para aquelas seções em que os CN médios dos cenários estudados são iguais e para aquelas seções que não dispõem de reservatórios de amortecimento a montante.

A abreviação 's.i.c.' significa 'sem a intervenção corrente'. O 'cenário futuro com novos barramento (s.i.c)' é semelhante ao 'cenário futuro com novos barramentos' em que a intervenção corrente (o barramento alocado naquela seção especificamente) é 'retirado'/'desligado' propositalmente da seção para que se observe nela o efeito das outras interferências a montante em comparação com o efeito dessas interferências de montante em conjunto com a interferência corrente.

São apresentados a seguir os resultados resumidos das simulações para as seções.

Quadro 34 – Resultados da Simulação – Parâmetros das Seções

seção	comprimento do trecho	declividade do trecho	área de drenagem da seção:	talvegue acumulado na seção:	declividade equivalente na seção:	tempo de concentração (tc):
	km	m/km	km²	km	m/km	min
01.01	-	-	20,454	6,075	10,14	93,7
01.02	0,786	3,94	21,29	6,861	8,87	108,4
01.03	0,412	10,68	23,325	7,273	8,96	112,9
01.04	0,404	0,99	27,166	7,677	7,33	127,2

seção	comprimento do trecho	declividade do trecho	área de drenagem da seção:	talvegue acumulado na seção:	declividade equivalente na seção:	tempo de concentração (tc):
	km	m/km	km²	km	m/km	min
01.05	0,364	15,38	27,938	8,042	7,54	130,4
01.06	0,146	2,05	28,197	8,188	7,3	133,9
01.07	0,346	0,58	29,203	8,534	5,99	149,1
01.08	0,518	0,39	32,206	9,053	4,4	175,8
01.09	0,107	0,93	32,308	9,16	4,28	179,2
01.10	0,105	0,96	32,514	9,264	4,18	182,5
01.11	0,103	0,97	32,71	9,367	4,08	185,8
01.12	0,108	0,92	32,928	9,476	3,98	189,2
01.13	0,104	0,97	33,124	9,579	3,89	192,5
01.14	0,101	1,97	33,291	9,681	3,86	194,7
01.15	0,31	3,87	33,632	9,99	3,86	199,4
01.16	0,368	6,79	35,276	10,358	3,93	203,7
01.17	0,355	4,23	59,821	10,713	3,94	208,8
01.18	0,557	5,38	60,909	11,27	3,99	216
01.19	0,429	1,16	63,06	11,7	3,75	227,6
01.20	0,548	2,74	65,907	12,248	3,7	237,2
01.21	0,142	7,05	65,907	12,39	3,72	238,7
01.22	0,702	5,7	68,39	13,091	3,8	247,1
01.23	0,852	3,52	70,751	13,943	3,78	259,8
01.24	0,564	0,89	72,853	14,507	3,49	276,4
02.01	-	-	1,579	1,771	44,61	20,5
02.02	0,295	28,85	1,774	2,066	41,67	23,7
02.03	0,144	34,66	1,828	2,21	41,15	25,1
03.01	-	-	0,863	1,216	42,76	15,6
03.02	1,16	25,95	2,69	2,376	32,99	28,9
03.03	0,575	21,2	3,392	2,951	30,02	35,4
03.04	0,334	14,37	3,541	3,285	27,48	39,8
03.05	0,214	13,58	3,575	3,499	26,11	42,6
04.01	-	-	0,5	1,408	49,72	16,5
04.02	0,085	47,24	0,527	1,493	49,57	17,3
04.03	0,182	38,01	0,566	1,674	48,08	19,1
05.01	-	-	0,906	1,142	42,92	14,8
05.02	0,706	24,07	2,005	2,099	43,5	23,6
05.03	0,876	20,65	2,565	2,975	33,89	34
06.01	-	-	0,699	1,211	39,64	16
06.02	1,146	21,38	1,444	2,357	28,67	30,3
07.01	-	-	18,069	5,96	12,33	85,7
07.02	0,978	8,18	20,401	6,938	11,57	98,7
07.03	0,176	17,01	20,819	7,115	11,68	100,3
07.04	0,219	22,84	20,877	7,334	11,88	102
07.05	0,223	3,14	23,65	7,556	11,24	106,6
07.06	0,53	3,77	24,026	8,086	10,24	116,4
07.07	0,14	21,46	24,197	8,226	10,35	117,4
07.08	0,267	6,73	24,368	8,494	10,2	121,1
08.01	-	-	0,667	1,156	49,31	14,2
08.02	0,694	44,69	1,1	1,85	47,5	20,7
09.01	-	-	1,923	2,167	34,14	26,6
09.02	0,469	19,21	2,331	2,636	30,43	32,3
09.03	0,597	16,76	2,655	3,232	26,87	39,6

seção	comprimento do trecho	declividade do trecho	área de drenagem da seção:	talvegue acumulado na seção:	declividade equivalente na seção:	tempo de concentração (tc):
	km	m/km	km²	km	m/km	min
10.01	-	-	0,345	1,07	48,6	13,5
10.02	0,225	53,42	0,389	1,295	49,39	15,5
11.01	-	-	1,065	1,229	39,05	16,3
11.02	0,302	33,12	1,314	1,531	37,76	19,5
11.03	0,197	25,38	1,552	1,728	35,94	21,9
11.04	0,276	21,72	1,758	2,004	33,26	25,3
11.05	0,407	17,21	2,008	2,411	29,28	30,6
11.06	0,169	14,84	2,023	2,579	27,79	32,9
12.01	-	-	0,937	1,263	48,3	15,3
12.02	0,386	23,32	1,41	1,649	39,72	20,3
12.03	0,643	18,67	1,954	2,292	31,18	28,7
12.04	0,145	34,46	1,976	2,437	31,36	30
13.01	-	-	1,469	1,796	37,3	22,2
13.02	0,484	24,78	1,585	2,28	33,95	27,7
14.01	-	-	0,801	1,332	43,53	16,6
14.02	0,331	27,22	1,297	1,663	39,29	20,5
14.03	0,317	15,78	1,842	1,98	32,91	25,1
14.04	0,28	10,71	2,617	2,26	27,53	29,8
14.05	0,324	6,17	2,897	2,584	21,21	36,5
14.06	0,395	25,32	4,122	2,979	21,69	40,4
14.07	0,308	19,47	5,998	3,287	21,47	43,8
14.08	0,538	1,86	6,401	3,825	12	61,5
14.09	0,567	5,29	8,776	4,392	10,57	71,8
14.10	0,634	3,15	9,604	5,027	8,66	86,1
14.11	0,567	1,76	12,073	5,593	6,86	102,2
14.12	0,207	9,67	12,263	5,8	6,94	104,7
15.01	-	-	0,614	1,096	53,85	13,2
15.02	0,182	33,02	0,639	1,278	49,85	15,3
16.01	-	-	0,683	1,388	41,8	17,4
16.02	0,06	33,36	0,695	1,448	41,39	18,1
17.01	-	-	0,275	1,211	48,73	14,8
17.02	0,225	44,51	0,317	1,436	48,03	17
18.01	-	-	0,387	0,614	42,33	9,3
18.02	1,183	41,43	1,065	1,797	41,73	21,3
19.01	-	-	0,714	1,506	43,15	18,3
19.02	0,171	58,48	0,747	1,677	44,42	19,7
20.01	-	-	0,96	1,769	35,61	22,3
20.02	0,3	33,33	1,003	2,069	35,27	25,3
21.01	-	-	1,925	2,179	41,75	24,7
21.02	0,548	21,92	2,307	2,727	36,04	31

Quadro 35 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Pré-Urbanizado

seção	duração da chuva:	tempo de simulação:	precipitação total:	núm. de deflúvio médio da seção:	pico de vazão observado:	tempo do pico de vazão:	vazão máxima específica:
	min	Min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.01	239,71	719,14	127,65	44,05	23,24	130,8	1,14
01.02	210,99	632,98	125,64	44,68	23,26	134,3	1,09
01.03	198,03	594,1	124,61	45,01	25,16	132	1,08

seção	duração da chuva:	tempo de simulação:	precipitação total:	núm. de deflúvio médio da seção:	pico de vazão observado:	tempo do pico de vazão:	vazão máxima específica:
	min	Min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.04	198,21	594,64	124,63	45,18	27,17	138,1	1
01.05	104,99	314,96	113,14	45,46	29,36	41,4	1,05
01.06	104,87	314,6	113,09	45,59	29,92	44,5	1,06
01.07	110,83	332,49	114,14	46,05	30,97	47	1,06
01.08	184,2	552,6	123,42	46,31	33,12	67	1,03
01.09	184,64	553,91	123,46	46,35	32,63	67,1	1,01
01.10	184,64	553,91	123,46	46,44	32,81	67,1	1,01
01.11	184,64	553,91	123,46	46,52	32,93	67,1	1,01
01.12	185,12	555,37	123,5	46,61	33,04	67,3	1
01.13	185,86	557,57	123,57	46,69	33	67,6	1
01.14	186,26	558,79	123,6	46,76	33,12	67,7	0,99
01.15	186,98	560,95	123,67	46,89	33,34	68	0,99
01.16	185,86	557,57	123,57	47,34	39,79	67,6	1,13
01.17	243,31	729,94	127,88	50,39	87,15	95,9	1,46
01.18	274,15	822,44	129,69	50,57	86,81	108	1,43
01.19	273,93	821,79	129,67	50,85	88,42	107,9	1,4
01.20	214,44	643,31	125,9	51,24	94,33	84,5	1,43
01.21	212,94	638,83	125,79	51,24	93,09	83,9	1,41
01.22	163,03	489,08	121,33	51,56	99,71	64,2	1,46
01.23	196,1	588,29	124,45	51,84	101,25	77,3	1,43
01.24	207,44	622,31	125,37	52,08	101	81,7	1,39
02.01	132,92	398,77	117,65	45,23	4,03	52,4	2,55
02.02	113,53	340,59	114,62	46,81	5,13	44,7	2,89
02.03	113,64	340,91	114,64	47,21	5,38	44,8	2,94
03.01	283,21	849,63	130,17	36	0,43	103	0,5
03.02	170,5	511,51	122,11	40,27	3,52	62	1,31
03.03	104,77	314,32	113,05	44,36	8,72	41,3	2,57
03.04	104,82	314,45	113,06	45,01	9,34	41,3	2,64
03.05	104,93	314,78	113,11	45,16	9,17	41,3	2,56
04.01	104,71	314,13	113,02	57,95	4,12	38,1	8,24
04.02	104,67	314	113	58,06	4,31	38,1	8,18
04.03	104,67	314,01	113	58,19	4,54	38,1	8,02
05.01	277,59	832,77	129,87	36	0,45	100,9	0,5
05.02	124,41	373,23	116,4	43,24	4,12	52,8	2,06
05.03	104,85	314,55	113,08	46,9	7,52	41,3	2,93
06.01	104,8	314,41	113,06	51,75	3,76	38,1	5,38
06.02	104,71	314,12	113,02	56,01	9,54	38,1	6,61
07.01	150,57	451,72	119,93	53,97	54,47	95,8	3,01
07.02	154,39	463,16	120,38	53,73	54,31	102,9	2,66
07.03	154,36	463,08	120,37	53,86	54,71	102,9	2,63
07.04	154,85	464,55	120,43	53,87	54,2	103,2	2,6
07.05	150,12	450,35	119,88	54,59	59,28	104,6	2,51
07.06	162,86	488,57	121,32	54,68	56,8	113,5	2,36
07.07	162,98	488,94	121,33	54,71	56,8	113,6	2,35
07.08	165,12	495,36	121,56	54,75	56,06	115,1	2,3
08.01	163,29	489,86	121,36	40,72	0,97	59,4	1,45
08.02	104,7	314,11	113,02	48,31	4,57	38,1	4,15
09.01	104,67	314,01	113	60	15,95	41,2	8,29
09.02	104,71	314,13	113,02	60	17,96	41,2	7,7
09.03	105,01	315,03	113,06	60	18,47	41,4	6,95

seção	duração da chuva:	tempo de simulação:	precipitação total:	núm. de deflúvio médio da seção:	pico de vazão observado:	tempo do pico de vazão:	vazão máxima específica:
	min	Min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
10.01	99,35	298,04	110,73	60	3,3	33,1	9,59
10.02	104,42	313,26	112,9	60	3,61	34,8	9,29
11.01	104,67	314,02	113	57,64	8,64	38,1	8,11
11.02	104,68	314,04	113,01	58,09	10,45	38,1	7,95
11.03	104,64	313,93	112,99	58,38	12,26	38,1	7,9
11.04	104,68	314,05	113,01	58,57	13,51	38,1	7,68
11.05	104,76	314,29	113,04	58,75	14,67	38,1	7,31
11.06	104,88	314,64	113,09	58,76	14,2	38,1	7,02
12.01	104,67	314,02	113,01	60	8,84	34,9	9,43
12.02	104,66	313,98	113	60	12,64	34,9	8,96
12.03	104,74	314,21	113,03	60	16,04	34,9	8,21
12.04	104,73	314,19	113,03	60	15,82	38,1	8,01
13.01	104,7	314,1	113,02	60	12,76	38,1	8,69
13.02	104,07	312,2	112,75	60	12,72	41	8,02
14.01	296,44	889,33	130,84	36	0,39	107,8	0,49
14.02	105,2	315,61	113,1	39,78	1,67	38,3	1,29
14.03	104,91	314,73	113,1	42,68	4,05	38,1	2,2
14.04	105,06	315,18	113,07	42,32	5,15	41,4	1,97
14.05	104,9	314,71	113,1	43,58	6,5	41,3	2,24
14.06	104,86	314,57	113,08	44,84	10,47	41,3	2,54
14.07	106,43	319,28	113,33	44,39	13,98	41,9	2,33
14.08	141,73	425,19	118,84	45,36	12,93	55,8	2,02
14.09	143,93	431,8	119,12	46,08	18,81	56,7	2,14
14.10	163,72	491,16	121,41	46,65	19,13	64,5	1,99
14.11	163,81	491,44	121,42	47,32	24,32	64,5	2,01
14.12	164,28	492,85	121,47	47,51	24,63	64,7	2,01
15.01	245,95	737,85	128,04	36,61	0,37	89,4	0,6
15.02	228,61	685,84	126,91	37,52	0,47	83,1	0,73
16.01	124,18	372,54	116,37	44,01	1,57	48,9	2,3
16.02	121,99	365,97	116,03	44,29	1,63	48,1	2,35
17.01	107,77	323,32	113,58	47,48	1,01	39,2	3,66
17.02	104,69	314,07	113,01	49,11	1,32	38,1	4,18
18.01	251,97	755,92	128,41	36	0,2	91,6	0,53
18.02	111,94	335,81	114,34	41,75	2	40,7	1,88
19.01	130,68	392,05	117,34	43,6	1,53	51,5	2,14
19.02	127,07	381,22	116,81	44,32	1,7	50,1	2,27
20.01	105,22	315,65	113,1	51,7	4,64	41,4	4,84
20.02	104,82	314,47	113,07	52,06	4,71	44,5	4,7
21.01	104,68	314,05	113,01	60	16,27	41,2	8,45
21.02	104,84	314,52	113,07	60	17,81	41,3	7,72

Quadro 36 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Atual

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.01	216,99	650,98	126,09	54,69	28,37	203,8	1,39
01.02	312,98	938,93	131,63	55,28	28,29	208,7	1,33
01.03	104,69	314,07	113,01	56,03	34,35	38,1	1,47
01.04	216,17	648,52	126,03	58,63	49,11	91,7	1,81

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.05	103,18	309,55	112,38	59,41	63,73	34,4	2,28
01.06	103,9	311,69	112,68	59,67	67,11	31,5	2,38
01.07	100,84	302,53	111,38	60,6	76,99	33,6	2,64
01.08	101,59	304,78	111,7	62,8	102,91	36,9	3,2
01.09	101,59	304,78	111,7	62,87	104,74	36,9	3,24
01.10	101,53	304,6	111,67	63,03	110,34	36,9	3,39
01.11	101,53	304,6	111,67	63,18	114,6	36,9	3,5
01.12	101,53	304,58	111,67	63,35	119,41	36,9	3,63
01.13	101,53	304,58	111,67	63,49	123,22	36,9	3,72
01.14	101,53	304,58	111,67	63,62	126,67	36,9	3,8
01.15	101,26	303,78	111,56	63,86	133,84	36,8	3,98
01.16	101,31	303,93	111,58	64,77	168,04	33,8	4,76
01.17	103,88	311,65	112,67	65,5	254,01	34,6	4,25
01.18	104,46	313,38	112,92	65,7	245,03	34,8	4,02
01.19	105	314,99	113,14	66,11	236,81	38,2	3,76
01.20	111,38	334,14	114,24	66,28	240,04	40,5	3,64
01.21	112,11	336,32	114,37	66,28	235,01	44,2	3,57
01.22	112,14	336,43	114,38	66,58	240,94	44,2	3,52
01.23	112,2	336,61	114,39	66,67	230,1	47,6	3,25
01.24	136,17	408,51	118,1	66,73	211,44	57,8	2,9
02.01	104,64	313,92	112,99	61,15	15,03	38,1	9,52
02.02	104,65	313,95	112,99	62,81	17,46	38,1	9,84
02.03	104,73	314,2	113,03	63,17	17,91	38,1	9,8
03.01	90,98	272,94	106,95	79,57	21,82	22,1	25,29
03.02	102,22	306,67	111,97	73,72	46,81	27,9	17,4
03.03	134,7	404,09	117,9	74,35	20,96	73,5	6,18
03.04	133,77	401,32	117,77	74,65	20,85	73	5,89
03.05	132,67	398	117,62	74,69	20,53	76,4	5,74
04.01	77,54	232,63	100,29	85,57	15,93	21,1	31,85
04.02	80,48	241,43	101,81	85,69	16,47	21,9	31,23
04.03	82,65	247,95	102,92	85,85	16,95	22,5	29,93
05.01	104,8	314,39	113,06	79,02	11,78	44,5	13,01
05.02	100,06	300,18	111,04	82,18	37,63	33,4	18,77
05.03	102,9	308,7	112,26	83,45	45,41	34,3	17,71
06.01	103,79	311,38	112,63	78,79	16,82	25,2	24,08
06.02	90,1	270,29	106,54	82,64	34,81	21,8	24,1
07.01	121,47	364,4	115,94	63,41	97,85	84,7	5,42
07.02	132,09	396,27	117,54	64,59	97,93	92,1	4,8
07.03	132,19	396,58	117,55	65	98,61	92,1	4,74
07.04	132,26	396,79	117,56	65,05	97,61	92,2	4,68
07.05	132,28	396,85	117,56	65,75	104,97	92,2	4,44
07.06	148,85	446,56	119,73	66,1	99,84	103,7	4,16
07.07	149,29	447,88	119,78	66,25	99,9	104,1	4,13
07.08	149,38	448,13	119,79	66,4	98,49	104,1	4,04
08.01	103,65	310,95	112,57	79,36	17,17	22	25,75
08.02	97,4	292,19	109,87	80,18	26,47	23,6	24,07
09.01	102,5	307,49	112,08	68,77	25,23	37,3	13,12
09.02	104,61	313,84	112,98	69,43	29,12	38	12,49
09.03	104,72	314,17	113,03	70,23	30,93	38,1	11,65
10.01	104,57	313,71	112,96	69	5,47	25,4	15,88
10.02	104,65	313,95	112,99	69	5,89	25,4	15,16

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
11.01	104,7	314,1	113,02	69,41	16,39	28,6	15,39
11.02	104,73	314,19	113,03	72,46	21,94	25,4	16,7
11.03	101,5	304,49	111,66	74,65	27,97	24,6	18,03
11.04	101,25	303,75	111,55	76,22	32,26	24,5	18,35
11.05	101,76	305,27	111,77	77,61	36,41	24,7	18,13
11.06	104,73	314,18	113,03	77,53	34,62	25,4	17,11
12.01	104,7	314,1	113,02	67,82	13,52	28,6	14,42
12.02	104,64	313,93	112,99	72,6	24,23	25,4	17,18
12.03	104,72	314,16	113,02	74,47	32,95	25,4	16,86
12.04	104,7	314,1	113,02	74,47	32,37	25,4	16,38
13.01	104,51	313,52	112,94	69,61	21,06	34,8	14,34
13.02	104,67	314,01	113	69,57	20,77	38,1	13,1
14.01	104,66	313,99	113	76,19	16,99	25,4	21,2
14.02	97,25	291,74	109,8	71,88	21,9	26,5	16,88
14.03	97,12	291,37	109,75	69,47	26,23	29,4	14,24
14.04	103,8	311,39	112,64	71,48	39,06	28,3	14,93
14.05	100,39	301,17	111,18	72,05	39,79	30,4	13,74
14.06	97,85	293,55	110,07	69,18	49,57	32,6	12,03
14.07	104,19	312,58	112,8	67,46	67,15	34,7	11,2
14.08	107,14	321,43	113,47	67,54	55,51	42,2	8,67
14.09	107,62	322,86	113,56	65,94	69,02	42,4	7,86
14.10	119,75	359,25	115,67	65,87	62,8	47,2	6,54
14.11	118,34	355,03	115,44	65,86	73,77	46,6	6,11
14.12	140,94	422,82	118,74	65,9	73,05	55,5	5,96
15.01	103,75	311,26	112,62	75,37	13,47	22	21,93
15.02	96,53	289,58	109,48	75,12	13,11	23,4	20,52
16.01	104,66	313,97	113	57,28	5,35	38,1	7,83
16.02	104,71	314,14	113,02	57,53	5,45	38,1	7,84
17.01	104,61	313,83	112,98	59,56	2,55	34,9	9,26
17.02	104,69	314,07	113,01	62,78	3,36	28,6	10,6
18.01	79,07	237,2	101,08	81	11,99	16,8	30,95
18.02	104,82	314,45	113,07	68,22	15,29	25,4	14,35
19.01	104,73	314,19	113,03	56	5,08	38,1	7,12
19.02	104,71	314,12	113,02	56,62	5,38	38,1	7,2
20.01	104,71	314,13	113,02	62,44	9,59	38,1	9,99
20.02	104,7	314,1	113,02	62,8	9,68	38,1	9,64
21.01	104,72	314,16	113,02	68,5	25,42	38,1	13,21
21.02	104,7	314,11	113,02	69,06	28,57	38,1	12,38

Quadro 37 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Futuro sem Obras

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.01	229,79	689,38	126,99	55,59	29,01	208,9	1,42
01.02	313,56	940,68	131,66	56,3	29,01	209	1,36
01.03	104,7	314,09	113,01	57,38	42,04	34,9	1,8
01.04	198,78	596,33	124,67	60,13	55,59	84,3	2,05
01.05	104,85	314,54	113,08	60,86	71,36	31,8	2,55
01.06	103,15	309,46	112,36	61,11	73,46	34,4	2,61

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.07	102,77	308,32	112,2	62	82,24	34,3	2,82
01.08	103,75	311,26	112,62	64,08	107,35	37,7	3,33
01.09	103,75	311,26	112,62	64,15	109,15	37,7	3,38
01.10	103,69	311,06	112,59	64,3	113,49	37,7	3,49
01.11	103,69	311,06	112,59	64,44	117,7	37,7	3,6
01.12	103,69	311,06	112,59	64,6	122,45	37,7	3,72
01.13	103,69	311,06	112,59	64,74	126,2	37,7	3,81
01.14	103,55	310,66	112,53	64,85	129,54	37,7	3,89
01.15	103,61	310,82	112,56	65,09	136,73	37,7	4,07
01.16	103,58	310,73	112,54	65,98	171,74	34,5	4,87
01.17	103,95	311,85	112,7	66,81	265,29	34,6	4,43
01.18	103,92	311,76	112,69	66,99	255,82	34,6	4,2
01.19	107,28	321,85	113,49	67,44	248,12	39	3,93
01.20	107,73	323,2	113,58	67,65	253,82	42,4	3,85
01.21	107,79	323,37	113,59	67,65	248,39	42,5	3,77
01.22	107,95	323,86	113,62	68	255,14	42,5	3,73
01.23	111,36	334,09	114,24	68,12	242,47	47,2	3,43
01.24	135,57	406,71	118,02	68,13	221,94	57,5	3,05
02.01	104,51	313,52	112,94	66,4	19,78	34,8	12,52
02.02	104,55	313,64	112,95	67,76	22,46	34,8	12,66
02.03	104,65	313,95	112,99	68,07	22,9	34,9	12,53
03.01	90,86	272,59	106,9	80,01	22,27	22	25,81
03.02	102,01	306,02	111,87	75,86	51,47	27,8	19,14
03.03	131,11	393,32	117,4	76,61	24,67	67,5	7,27
03.04	130,15	390,46	117,26	76,89	24,38	71	6,89
03.05	130,15	390,46	117,26	76,93	23,91	71	6,69
04.01	77,51	232,53	100,27	85,6	15,95	21,1	31,89
04.02	80,48	241,43	101,81	85,72	16,49	21,9	31,27
04.03	82,6	247,81	102,89	85,88	16,97	22,5	29,96
05.01	104,74	314,21	113,03	79,64	11,88	47,6	13,11
05.02	100	299,99	111,01	82,47	37,76	33,3	18,84
05.03	102,9	308,7	112,26	83,68	45,54	34,3	17,76
06.01	93,35	280,06	108,05	80,55	18,18	22,6	26,02
06.02	104,5	313,51	112,93	83,72	36,22	22,2	25,08
07.01	118,48	355,43	115,46	65,11	106,83	82,6	5,91
07.02	130,49	391,46	117,31	66,28	106,42	90,9	5,22
07.03	130,56	391,68	117,32	66,65	107	91	5,14
07.04	130,56	391,68	117,32	66,71	105,87	91	5,07
07.05	130,55	391,65	117,32	67,24	113,1	91	4,78
07.06	138,24	414,72	118,38	67,56	107,57	100,5	4,48
07.07	138,38	415,13	118,4	67,71	107,47	100,6	4,44
07.08	147,94	443,82	119,62	67,85	105,8	103,1	4,34
08.01	103,48	310,44	112,5	80,3	17,9	22	26,85
08.02	95,93	287,79	109,22	81,17	27,58	23,3	25,08
09.01	102,5	307,49	112,08	68,77	25,23	37,3	13,12
09.02	104,72	314,16	113,02	69,56	29,26	38,1	12,55
09.03	104,74	314,23	113,03	70,51	31,25	38,1	11,77
10.01	104,57	313,71	112,96	69	5,47	25,4	15,88
10.02	104,65	313,95	112,99	69	5,89	25,4	15,16
11.01	104,68	314,04	113,01	73,71	20,26	25,4	19,02
11.02	104,38	313,14	112,88	76,07	25,78	25,3	19,62

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
11.03	96,98	290,95	109,69	77,76	31,83	23,5	20,51
11.04	97,01	291,02	109,7	78,96	35,73	23,5	20,32
11.05	104,73	314,19	113,03	80,01	39,26	25,4	19,55
11.06	104,88	314,65	113,09	79,91	37,24	25,4	18,41
12.01	104,64	313,91	112,99	71,98	16,77	25,4	17,89
12.02	97,92	293,75	110,1	75,61	27,6	23,7	19,58
12.03	104,73	314,2	113,03	77,2	36,51	25,4	18,69
12.04	104,73	314,2	113,03	77,21	35,9	25,4	18,17
13.01	101,59	304,76	111,7	71,21	22,65	33,9	15,42
13.02	104,7	314,09	113,01	71,05	22,32	34,9	14,08
14.01	104,65	313,95	113	76,72	17,4	25,4	21,71
14.02	96,21	288,62	109,34	72,94	22,93	26,2	17,68
14.03	103,7	311,09	112,59	71,42	28,65	28,3	15,55
14.04	103,43	310,28	112,48	73,07	41,66	28,2	15,92
14.05	96,39	289,17	109,42	73,73	42,77	29,2	14,77
14.06	95,4	286,21	108,98	72,15	56,43	31,8	13,69
14.07	104,14	312,43	112,78	71,1	79,05	31,6	13,18
14.08	100,75	302,24	111,33	71,2	62,85	39,7	9,82
14.09	100,23	300,69	111,11	70,28	83,7	39,5	9,54
14.10	112,23	336,69	114,39	70,21	77,38	44,2	8,06
14.11	111,31	333,93	114,23	70,3	90,07	43,8	7,46
14.12	130,15	390,46	117,26	70,33	89,82	51,3	7,32
15.01	104,71	314,14	113,02	75,75	13,73	22,2	22,35
15.02	96,26	288,78	109,36	75,66	13,44	23,3	21,04
16.01	101,51	304,52	111,66	64,45	7,99	33,8	11,7
16.02	101,63	304,88	111,71	64,64	8,11	33,9	11,67
17.01	104,5	313,5	112,93	66,24	3,68	28,5	13,38
17.02	104,73	314,19	113,03	68,69	4,62	25,4	14,58
18.01	79,07	237,2	101,08	81	11,99	16,8	30,95
18.02	104,69	314,06	113,01	71,63	17,97	25,4	16,87
19.01	104,55	313,64	112,95	63,87	8,04	34,8	11,25
19.02	104,61	313,82	112,98	64,31	8,38	34,9	11,22
20.01	104,55	313,64	112,95	68,95	13,31	34,8	13,88
20.02	104,69	314,06	113,01	69,17	13,32	34,9	13,27
21.01	104,7	314,1	113,02	71,43	29,09	34,9	15,11
21.02	101,65	304,95	111,72	71,77	32,22	37	13,97

Quadro 38 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Futuro com Obras "s.i.c."

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.01	141,34	424,02	118,79	55,59	65,62	98,5	3,21
01.02	315,74	947,21	131,76	56,3	29,01	210,5	1,36
01.03	413,22	1239,67	135,53	57,38	24,51	413,2	1,05
01.04	412,91	1238,72	135,52	60,13	34,44	275,3	1,27
01.05	104,7	314,11	113,02	60,86	35	28,6	1,25
01.06	104,71	314,14	113,02	61,11	40,43	28,6	1,43
01.07	104,9	314,69	113,1	62	51	35	1,75
01.08	104,74	314,21	113,03	64,08	106,91	34,9	3,32

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.09	104,74	314,21	113,03	64,15	109,47	31,7	3,39
01.10	104,71	314,12	113,02	64,3	115,14	31,7	3,54
01.11	104,7	314,11	113,02	64,44	120,61	31,7	3,69
01.12	104,53	313,6	112,95	64,6	126,78	31,7	3,85
01.13	97,19	291,56	109,78	64,74	131,83	29,5	3,98
01.14	97,39	292,16	109,86	64,85	134,97	29,5	4,05
01.15	103,58	310,73	112,54	65,09	144,88	28,2	4,31
01.16	103,22	309,65	112,39	65,98	171,49	28,1	4,86
01.17	103,71	311,12	112,6	66,81	190,69	28,3	3,19
01.18	97,5	292,49	109,91	66,99	210,94	29,5	3,46
01.19	103,68	311,04	112,59	67,44	199,59	34,6	3,17
01.20	104,91	314,73	113,1	67,65	185,69	38,1	2,82
01.21	104,88	314,63	113,09	67,65	180,42	41,3	2,74
01.22	104,76	314,28	113,04	68	185,24	41,3	2,71
01.23	112,12	336,35	114,37	68,12	166,02	47,6	2,35
01.24	130,96	392,87	117,37	68,13	158,32	55,6	2,17
02.01	104,49	313,48	112,93	66,4	19,78	34,8	12,52
02.02	99,86	299,59	110,95	67,76	5,65	21,2	3,18
02.03	103,2	309,6	112,38	68,07	6,8	21,9	3,72
03.01	90,86	272,59	106,9	80,01	22,27	22	25,81
03.02	104,68	314,05	113,01	75,86	38,36	25,4	14,26
03.03	103,51	310,53	112,51	76,61	25,5	25,1	7,52
03.04	104,69	314,06	113,01	76,89	13,99	34,9	3,95
03.05	333,22	999,65	132,53	76,93	11,54	222,1	3,23
04.01	77,52	232,56	100,27	85,6	15,95	21,1	31,89
04.02	104,87	314,6	113,09	85,72	8,47	41,3	16,06
04.03	104,88	314,64	113,09	85,88	9,17	38,1	16,19
05.01	104,73	314,19	113,03	79,64	23,2	22,2	25,61
05.02	100,01	300,04	111,02	82,47	37,76	33,3	18,84
05.03	103,03	309,1	112,31	83,68	45,55	34,3	17,76
06.01	93,39	280,17	108,07	80,55	18,18	22,6	26,02
06.02	67,36	202,08	94,6	83,72	28,13	16,3	19,48
07.01	118,43	355,3	115,45	65,11	106,83	82,5	5,91
07.02	104,56	313,67	112,96	66,28	23,31	25,3	1,14
07.03	96,78	290,35	109,6	66,65	35,28	23,5	1,69
07.04	104,46	313,37	112,91	66,71	35,36	25,3	1,69
07.05	104,12	312,37	112,77	67,24	36,46	28,4	1,54
07.06	114,42	343,25	114,78	67,56	24,41	41,6	1,02
07.07	188,47	565,4	123,8	67,71	16,11	119,9	0,67
07.08	195,31	585,93	124,39	67,85	17,5	65,1	0,72
08.01	103,5	310,5	112,51	80,3	17,9	22	26,85
08.02	102,18	306,53	111,95	81,17	13	21,7	11,82
09.01	104,54	313,61	112,95	68,77	25,23	38	13,12
09.02	104,62	313,85	112,98	69,56	29,26	38	12,55
09.03	104,72	314,17	113,03	70,51	31,25	38,1	11,77
10.01	104,55	313,66	112,95	69	5,47	25,3	15,88
10.02	104,73	314,19	113,03	69	5,89	25,4	15,16
11.01	104,72	314,15	113,02	73,71	20,26	25,4	19,02
11.02	72,49	217,46	97,54	76,07	10,44	15,4	7,95
11.03	64,84	194,51	93,09	77,76	18,89	15,7	12,17
11.04	71,39	214,17	96,93	78,96	25,12	17,3	14,29

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
11.05	71,13	213,39	96,78	80,01	33,3	19,4	16,58
11.06	71,92	215,76	97,23	79,91	32,79	19,6	16,21
12.01	104,74	314,21	113,03	71,98	16,77	25,4	17,9
12.02	73,21	219,64	97,95	75,61	16,68	15,5	11,83
12.03	89,81	269,43	106,4	77,2	29,02	19,1	14,85
12.04	84,48	253,45	103,83	77,21	28,21	20,5	14,28
13.01	101,61	304,83	111,71	71,21	22,65	33,9	15,42
13.02	104,71	314,13	113,02	71,05	2,61	22,2	1,64
14.01	104,56	313,69	112,96	76,72	17,4	25,3	21,71
14.02	104,69	314,06	113,01	72,94	8,41	25,4	6,48
14.03	104,68	314,05	113,01	71,42	15,75	25,4	8,55
14.04	94,79	284,38	108,7	73,07	18,82	23	7,19
14.05	97,49	292,47	109,91	73,73	25,67	23,6	8,86
14.06	98,61	295,83	110,4	72,15	42,69	26,9	10,36
14.07	104,65	313,94	112,99	71,1	68,28	28,5	11,38
14.08	100,67	302,02	111,3	71,2	57,32	36,6	8,95
14.09	104,65	313,95	113	70,28	31,29	34,9	3,56
14.10	104,73	314,18	113,03	70,21	13,75	25,4	1,43
14.11	104,69	314,06	113,01	70,3	46,83	34,9	3,88
14.12	104,69	314,08	113,01	70,33	47,88	34,9	3,9
15.01	104,73	314,19	113,03	75,75	13,73	22,2	22,35
15.02	96,16	288,47	109,32	75,66	13,94	23,3	21,81
16.01	101,5	304,5	111,66	64,45	7,99	33,8	11,7
16.02	101,63	304,9	111,72	64,64	8,11	33,9	11,67
17.01	104,51	313,54	112,94	66,24	3,68	28,5	13,38
17.02	104,65	313,94	112,99	68,69	4,72	28,5	14,9
18.01	79	236,99	101,05	81	11,99	16,8	30,94
18.02	103,33	310	112,44	71,63	19,05	28,2	17,88
19.01	104,58	313,75	112,97	63,87	8,04	34,9	11,26
19.02	104,62	313,86	112,98	64,31	8,53	34,9	11,42
20.01	104,55	313,65	112,95	68,95	13,31	34,9	13,88
20.02	104,69	314,07	113,01	69,17	13,85	38,1	13,81
21.01	104,71	314,13	113,02	71,43	29,09	34,9	15,11
21.02	104,68	314,03	113,01	71,77	8,55	22,2	3,71

Quadro 39 – Resultados da Simulação – Seções – Cenário Futuro com Obras

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.01	229,79	689,38	126,99	55,59	29,01	208,9	1,42
01.02	413,74	1241,21	135,55	56,3	23,43	413,7	1,1
01.03	413,51	1240,53	135,54	57,38	24,52	413,5	1,05
01.04	362,5	1087,49	133,72	60,13	25,34	263,6	0,93
01.05	105,84	317,51	113,22	60,86	34,9	28,9	1,25
01.06	104,75	314,25	113,04	61,11	40,42	28,6	1,43
01.07	105,03	315,09	113,06	62	50,96	35	1,74
01.08	104,14	312,42	112,78	64,08	106,85	34,7	3,32
01.09	104,14	312,42	112,78	64,15	109,41	34,7	3,39
01.10	104,69	314,07	113,01	64,3	115,14	31,7	3,54

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
01.11	104,72	314,15	113,02	64,44	120,62	31,7	3,69
01.12	104,68	314,04	113,01	64,6	126,72	31,7	3,85
01.13	104,14	312,42	112,78	64,74	131,75	31,6	3,98
01.14	97,34	292,03	109,85	64,85	134,96	29,5	4,05
01.15	96,92	290,76	109,66	65,09	145,16	29,4	4,32
01.16	103,58	310,75	112,55	65,98	171,3	28,3	4,86
01.17	104,03	312,1	112,74	66,81	189,96	28,4	3,18
01.18	97,26	291,78	109,81	66,99	212,08	29,5	3,48
01.19	103,41	310,24	112,47	67,44	199,46	34,5	3,16
01.20	104,78	314,34	113,05	67,65	185,59	38,1	2,82
01.21	104,87	314,6	113,09	67,65	180,47	41,3	2,74
01.22	104,72	314,16	113,02	68	185,24	41,3	2,71
01.23	111,83	335,49	114,32	68,12	165,85	47,4	2,34
01.24	842,61	2527,83	144,85	68,13	29,23	766	0,4
02.01	641,38	1924,15	141,36	66,4	1,01	447	0,64
02.02	99,81	299,42	110,93	67,76	5,65	21,2	3,18
02.03	103,36	310,09	112,45	68,07	6,8	21,9	3,72
03.01	98,78	296,34	110,48	80,01	3,56	21	4,13
03.02	111,68	335,05	114,3	75,86	10,92	64,3	4,06
03.03	135,73	407,19	118,04	76,61	12,34	98,7	3,64
03.04	321,15	963,45	132	76,89	11,58	223,8	3,27
03.05	333,45	1000,35	132,54	76,93	11,54	222,3	3,23
04.01	104,95	314,85	113,12	85,6	8,18	44,5	16,36
04.02	104,95	314,84	113,12	85,72	8,47	41,3	16,06
04.03	104,84	314,52	113,07	85,88	9,16	38,1	16,19
05.01	104,74	314,21	113,03	79,64	11,88	47,6	13,11
05.02	100	299,99	111,01	82,47	37,76	33,3	18,84
05.03	102,9	308,7	112,26	83,68	45,54	34,3	17,76
06.01	576,26	1728,79	139,97	80,55	0,57	401,6	0,82
06.02	67,4	202,19	94,63	83,72	28,13	16,3	19,48
07.01	1422,56	4267,68	151,44	65,11	1,8	1465,7	0,1
07.02	104,69	314,08	113,01	66,28	23,31	25,4	1,14
07.03	96,67	290,02	109,55	66,65	35,27	23,4	1,69
07.04	104,46	313,39	112,92	66,71	35,36	25,3	1,69
07.05	105,22	315,67	113,1	67,24	20,45	54,2	0,86
07.06	242,84	728,53	127,85	67,56	15,58	125,1	0,65
07.07	188,43	565,3	123,79	67,71	16,11	119,9	0,67
07.08	195,14	585,43	124,37	67,85	17,5	65	0,72
08.01	526,72	1580,16	138,79	80,3	0,63	367,1	0,95
08.02	105,2	315,61	113,1	81,17	2,48	76,5	2,26
09.01	102,5	307,49	112,08	68,77	25,23	37,3	13,12
09.02	104,72	314,16	113,02	69,56	29,26	38,1	12,55
09.03	364,82	1094,46	133,81	70,51	2,02	298,5	0,76
10.01	104,57	313,71	112,96	69	5,47	25,4	15,88
10.02	104,65	313,95	112,99	69	5,89	25,4	15,16
11.01	221,95	665,84	126,44	73,71	1,36	168,1	1,27
11.02	72,5	217,5	97,55	76,07	10,44	15,4	7,95
11.03	64,74	194,22	93,03	77,76	18,89	15,7	12,17
11.04	71,21	213,63	96,83	78,96	25,12	17,3	14,29
11.05	71,14	213,41	96,79	80,01	33,3	19,4	16,58
11.06	71,61	214,84	97,05	79,91	33,04	19,5	16,33

seção	duração da chuva	tempo de simulação	altura precip.	CN médio	pico de vazão	tempo do pico de vazão	vazão máx. específica
	min	min	mm	-	m³/s	min	(m³/s)/km²
12.01	208,26	624,78	125,43	71,98	1,42	151,5	1,51
12.02	73,25	219,76	97,97	75,61	16,69	15,5	11,83
12.03	88,93	266,78	105,98	77,2	28,97	18,9	14,83
12.04	84,5	253,51	103,84	77,21	28,21	20,5	14,28
13.01	301,92	905,75	131,11	71,21	1,19	237,9	0,81
13.02	104,7	314,11	113,02	71,05	2,61	22,2	1,64
14.01	198,98	596,95	124,69	76,72	1,51	150,7	1,89
14.02	104,55	313,65	112,95	72,94	8,41	25,3	6,48
14.03	614,05	1842,14	140,8	71,42	1,49	632,7	0,81
14.04	95,05	285,14	108,82	73,07	18,82	23	7,19
14.05	97,07	291,22	109,73	73,73	25,67	23,5	8,86
14.06	98,6	295,79	110,4	72,15	42,69	26,9	10,36
14.07	104,73	314,19	113,03	71,1	68,28	28,6	11,38
14.08	701,54	2104,62	142,51	71,2	1,42	829,1	0,22
14.09	1110,14	3330,42	148,32	70,28	1,33	2489,4	0,15
14.10	104,63	313,89	112,99	70,21	13,75	25,4	1,43
14.11	104,73	314,19	113,03	70,3	46,83	34,9	3,88
14.12	1088,74	3266,21	148,08	70,33	1,41	1154,7	0,12
15.01	104,71	314,14	113,02	75,75	13,73	22,2	22,35
15.02	96,16	288,48	109,32	75,66	13,94	23,3	21,81
16.01	101,51	304,52	111,66	64,45	7,99	33,8	11,7
16.02	101,63	304,88	111,71	64,64	8,11	33,9	11,67
17.01	104,5	313,5	112,93	66,24	3,68	28,5	13,38
17.02	104,49	313,46	112,93	68,69	4,72	28,5	14,9
18.01	79,07	237,2	101,08	81	11,99	16,8	30,95
18.02	103,38	310,15	112,46	71,63	19,05	28,2	17,88
19.01	104,55	313,64	112,95	63,87	8,04	34,8	11,25
19.02	104,72	314,15	113,02	64,31	8,53	34,9	11,43
20.01	104,55	313,64	112,95	68,95	13,31	34,8	13,88
20.02	104,47	313,42	112,92	69,17	13,85	38	13,81
21.01	336,49	1009,48	132,67	71,43	1,36	265,1	0,71
21.02	104,66	313,98	113	71,77	8,55	22,2	3,71

Ao todo este plano se propôs a estudar 28 barramentos, 22 trechos de canal e 5 trechos de canalização fechada com galerias nos cursos d'água modelados em Matão:

- 5 barramentos existentes, modelados e simulados;
- 23 barramentos novos
    - 7 com reservatórios escavados
    - 13 barramentos convencionais em gabião
    - 3 barramentos convencionais em terra
- 11 trechos de canais em concreto
- 11 trechos de canal em gabião
- 5 trechos de canalização fechada

Os barramentos existentes não modelados, supracitados, configuram reservatórios muito pequenos e rurais.

Os barramentos novos, propostos pela contratada, são aqueles barramentos que a equipe técnica contratada propôs na rede de drenagem do município para o amortecimento das vazões de pico e, consequente manutenção das calhas dos cursos d'água, suas marginais e travessias. Propostos em áreas com boa capacidade de armazenamento e, por isso, com boa capacidade de amortecimento dos picos de enchente, esses barramentos foram, além disso, escolhidos em locais que interferisses o menos possível com os espaços atualmente ocupados (cenário atual).

Os canais são tratados aqui como trechos de canal. Cada trecho de canal corresponde em geral em um trecho que inicia e encerra em uma confluência ou travessia. Foram evitados, ao máximo, trechos superior que 500 m. A talvez excessiva divisão dos canais em curtos trechos de canal permitiu, no entanto, o cálculo trecho-a-trecho de sua necessidade de ser alargado, devido às contribuições laterais.

O trecho de canalização fechada (com galerias) estudados neste plano compreendem trechos atualmente canalizados com galerias em vias de alto tráfego consolidadas. Em nenhuma ocasião, a equipe indicou o tamponamento de cursos d'água ainda não tamponados no cenário atual.

Os itens a seguir apresentam, um a um, as características de cada barramento, trecho de canal e sistema de galeria estudados.

10.1. B001 – Barramento da Rodovia Brigadeiro Faria Lima, existente

O barramento B001 está vinculado à seção S01.01 da rede hidrográfica modelada no Rio São Lourenço ou São Francisco. Seu maciço encontra-se imediatamente montante da Rod. Brigadeiro Faria Lima e inunda apenas porção rural do município.

Figura 51 - Vista aérea do B001
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

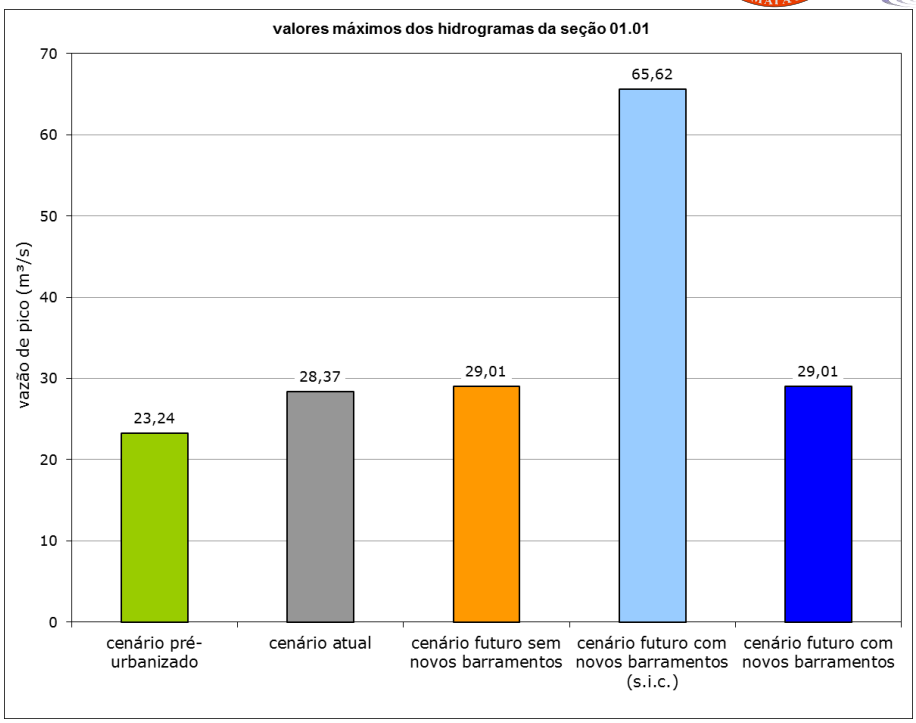


Figura 52 – Resumo dos picos de vazão da seção S01.01 em que se localiza o barramento B001

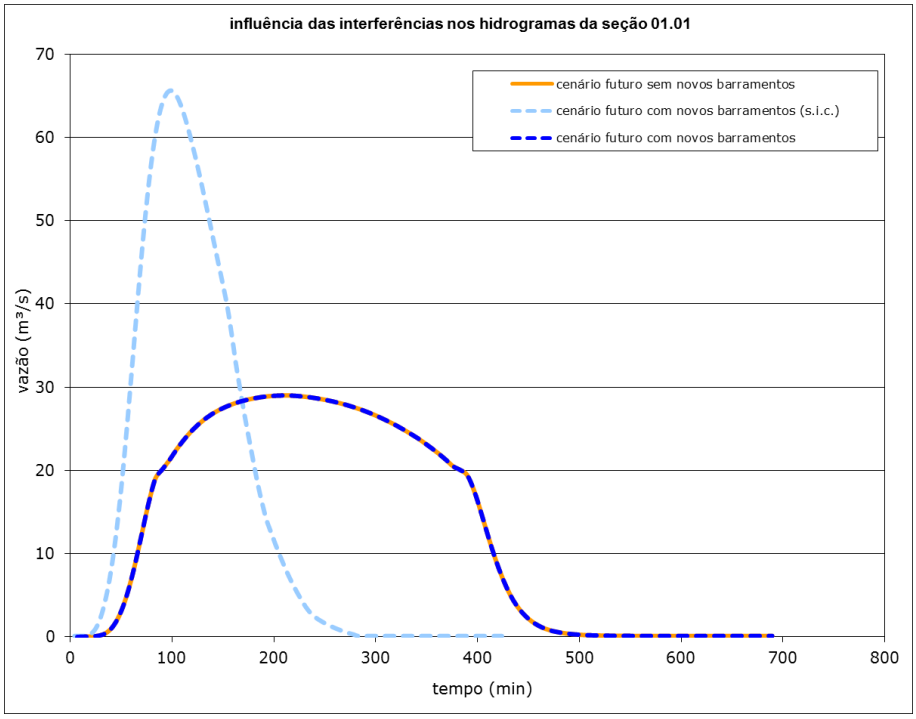


Figura 53 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B001

A barramento B001 reduz o pico de vazão da seção S01.01 de 65,62 m³/s do cenário futuro para 29,01 m³/s, próximo aos 23,24 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B001 poderá ser atingida pela escavação do leito maior do curso d'água que o permeia.

10.2. B002 – BARRAMENTO DA ROD. JOSÉ VIEIRA PRIOSTI JR., NOVO

O barramento B002 está vinculado à seção S02.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se na área rural, a jusante do B001 e a montante da Rod. José Vieira Priosti Jr.

Figura 54 - Vista aérea do B002
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

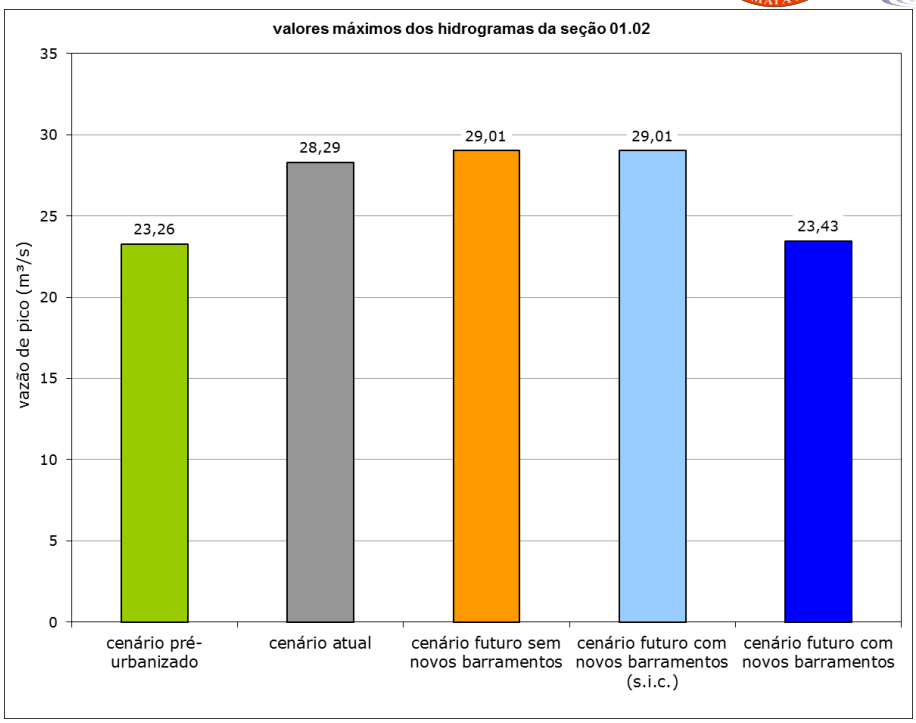


Figura 55 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B002

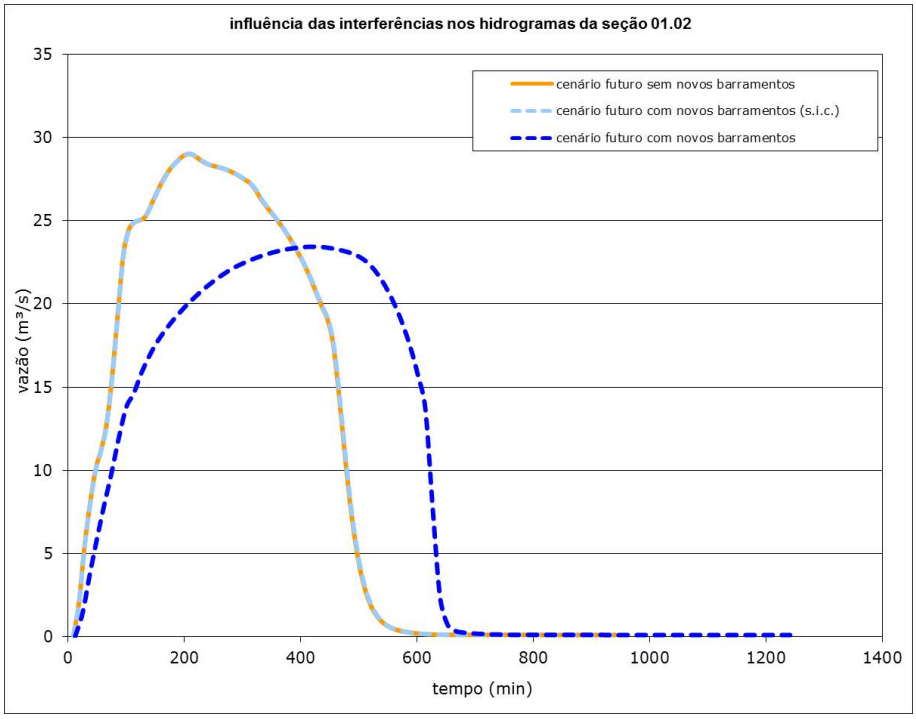


Figura 56 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B002

A barramento B002 reduz o pico de vazão da seção S01.02 de 29,01 m³/s do cenário futuro para 23,43 m³/s, pouco superior aos 23,26 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B002 poderá ser atingida pela escavação do leito maior do curso d'água que o permeia. Esse aumento, mesmo que reduza a vazão de pico do cenário futuro a um nível inferior que o cenário pré-urbanização, poderá dispensar alguns trechos a montante de aumento da seção do canal.

10.3. B003 – BARRAMENTO DA FAZENDA CRISTO-REI, NOVO

O barramento B003 está vinculado à seção S02.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da linha férrea na Fazenda Cristo-Rei (Pulmão Verde).

Figura 57 - Vista aérea do B003
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

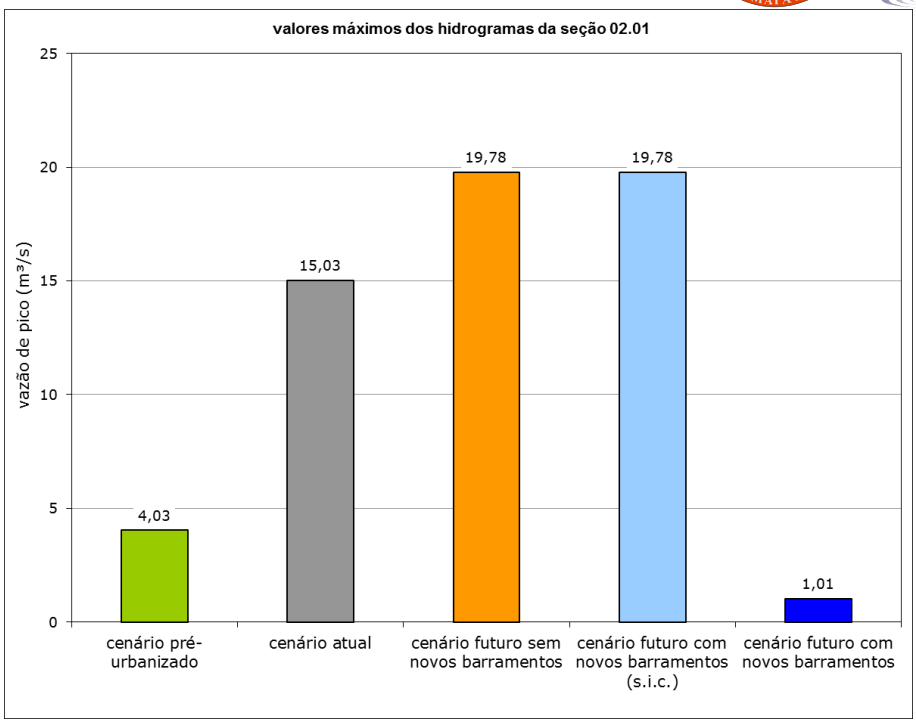


Figura 58 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B003

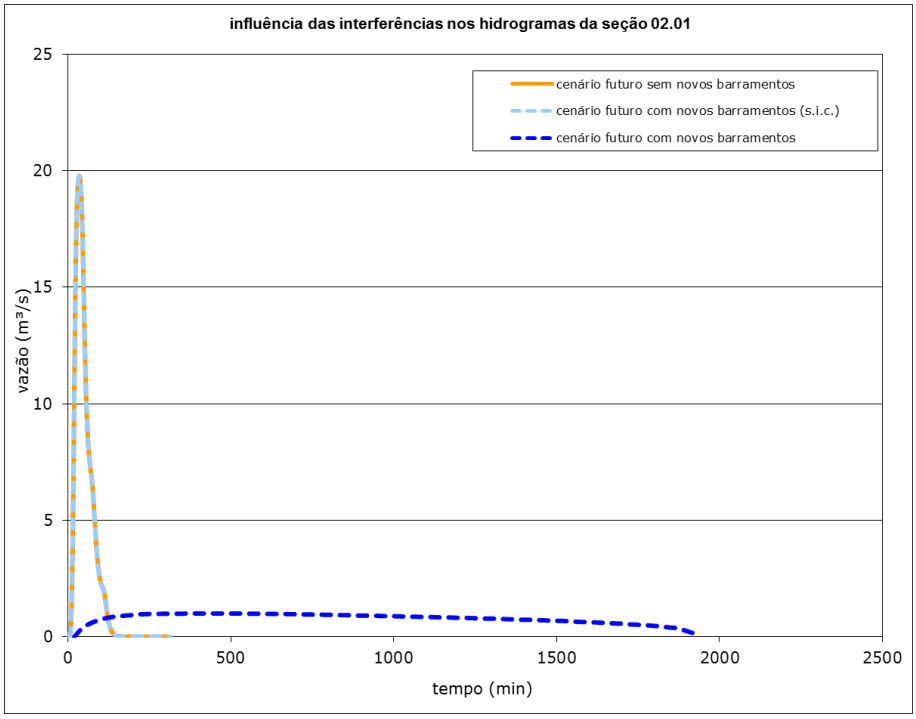


Figura 59 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B003

A barramento B003 reduz o pico de vazão da seção S02.01 de 19,78 m³/s do cenário futuro para 1,01 m³/s, abaixo dos 4,03 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.4. B004 – BARRAMENTO DA AVENIDA TROLESI, NOVO

O barramento B004 está vinculado à seção S01.04 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Av. Trolesi no Rio São Lourenço ou São Francisco.

Figura 60 - Vista aérea do B004
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

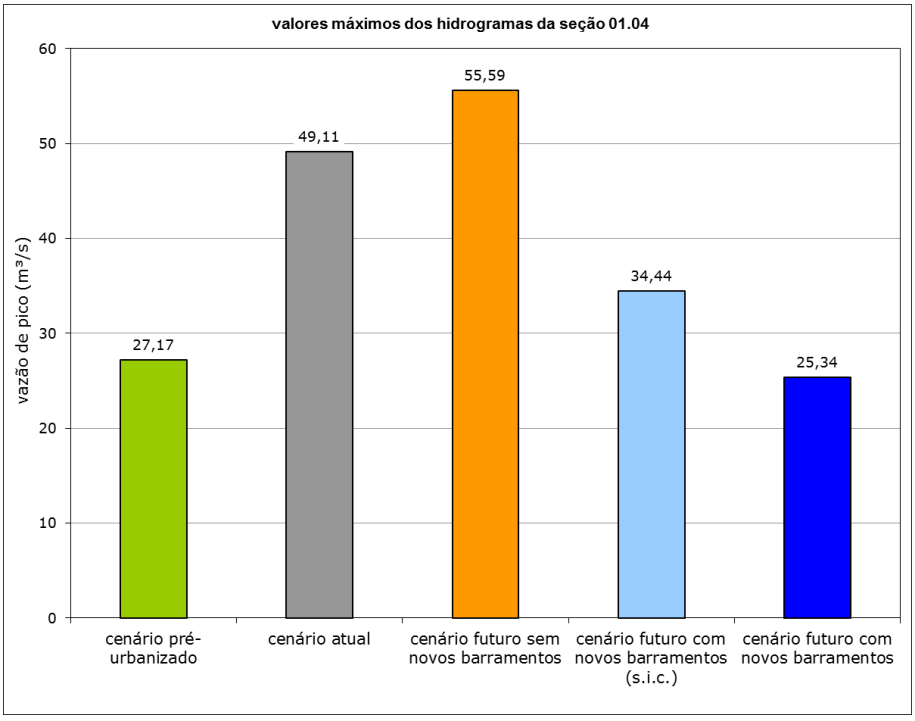


Figura 61 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B004

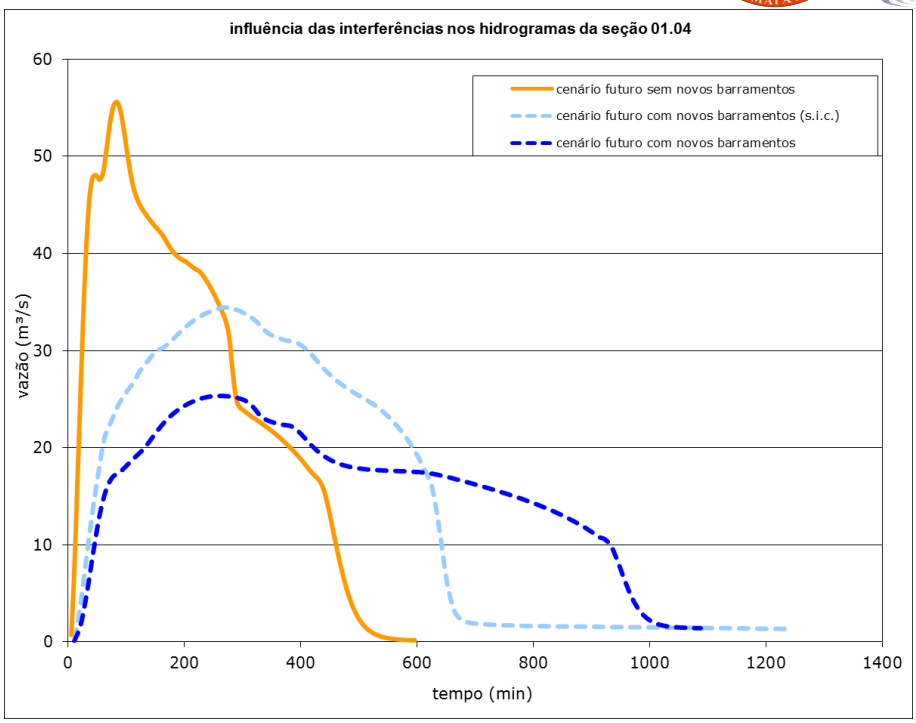


Figura 62 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B004

A barramento B004 reduz o pico de vazão da seção S01.04 de 34,44 m³/s do cenário futuro para 25,34 m³/s, pouco abaixo dos 27,17 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B004 poderá ser atingida pela escavação do leito maior do curso d'água que o permeia. Esse aumento, mesmo que reduza a vazão de pico do cenário futuro a um nível inferior que o cenário pré-urbanização, poderá dispensar alguns trechos a montante de aumento da seção do canal.

10.5. B005 – Barramento do Bairro Nova Cidade, novo, escavado

O barramento B005 está vinculado à seção S03.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Via Milcíades Bottura, em um talvegue intermitente com vegetação rasteria secundária (mato).

Figura 63 - Vista aérea do B005

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

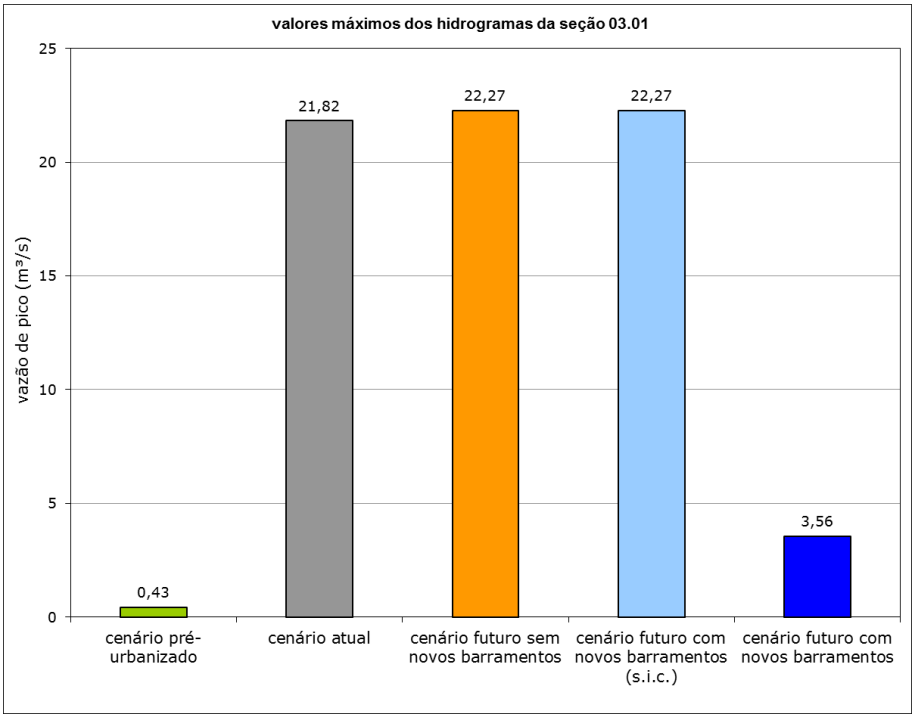


Figura 64 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B005

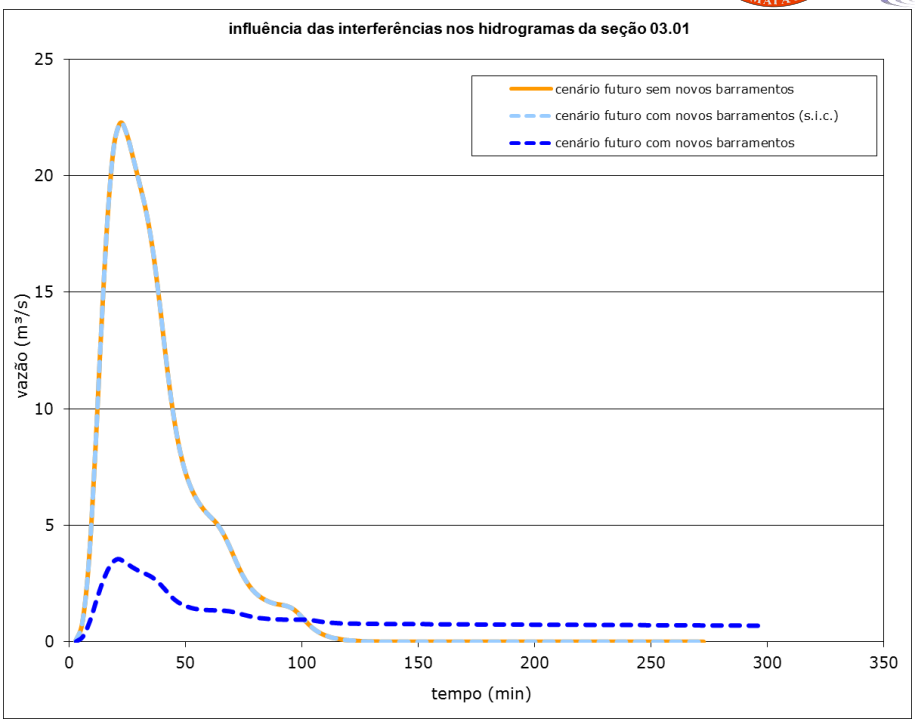


Figura 65 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B005

A barramento B005 reduz o pico de vazão da seção S03.01 de 22,27 m³/s do cenário futuro para 3,56 m³/s, acima dos 0,43 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.6. B006 – Barramento do Córrego das Palmas I, existente

O barramento B006, existente, está vinculado à seção S03.02 da rede hidrográfica modelada e localiza-se próximo ao encontro da Rua Borborema com a Rua Catanduva, a montante da Via Eng. Milcíades Bottura no Córrego das Palmas.

Figura 66 - Vista aérea do B006

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

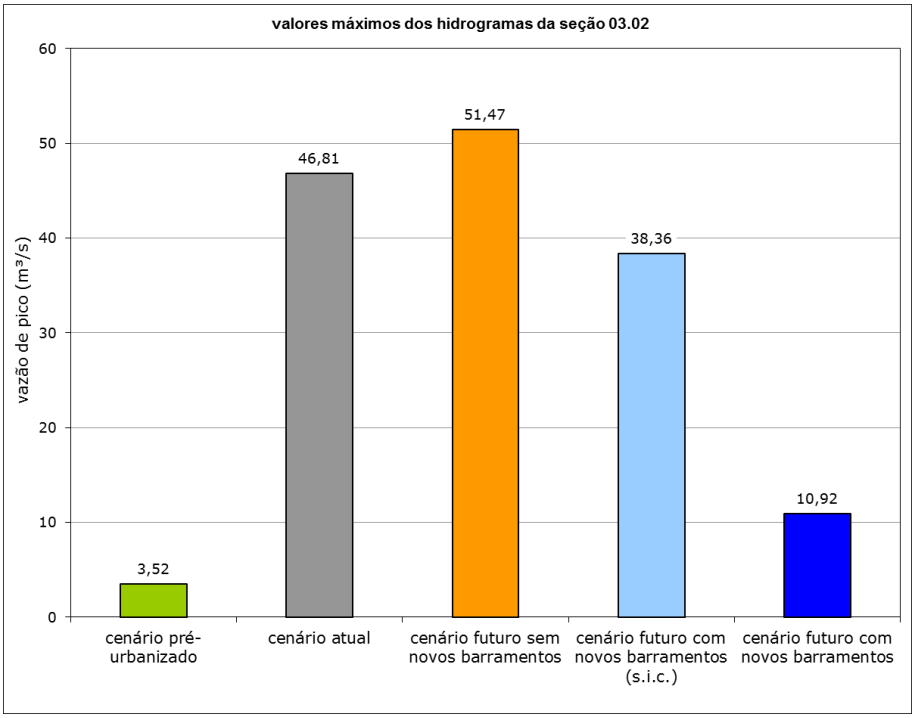


Figura 67 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B006

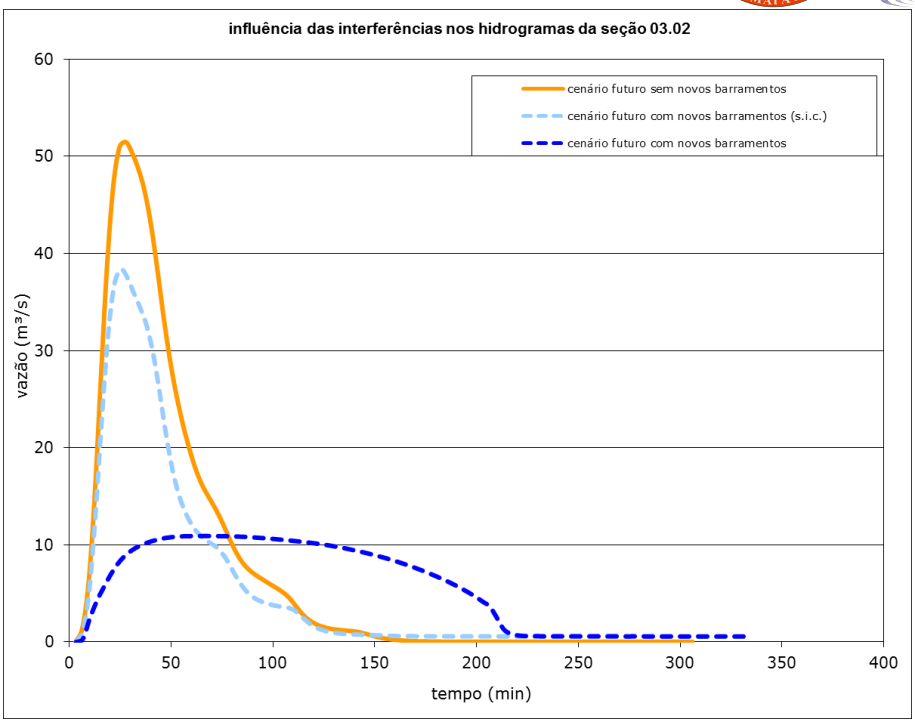


Figura 68 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B006

A barramento B006 reduz o pico de vazão da seção S03.02 de 38,36 m³/s do cenário futuro para 10,92 m³/s, ainda acima dos 3,52 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B006 poderá ser atingida pela escavação do leito maior do curso d'água que o permeia.

10.7. B007 – Barramento do Córrego das Palmas II, existente , escavado

O barramento B007 está vinculado à seção S03.03 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Via Narciso Baldan no Córrego das Palmas.

Figura 69 - Vista aérea do B007

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

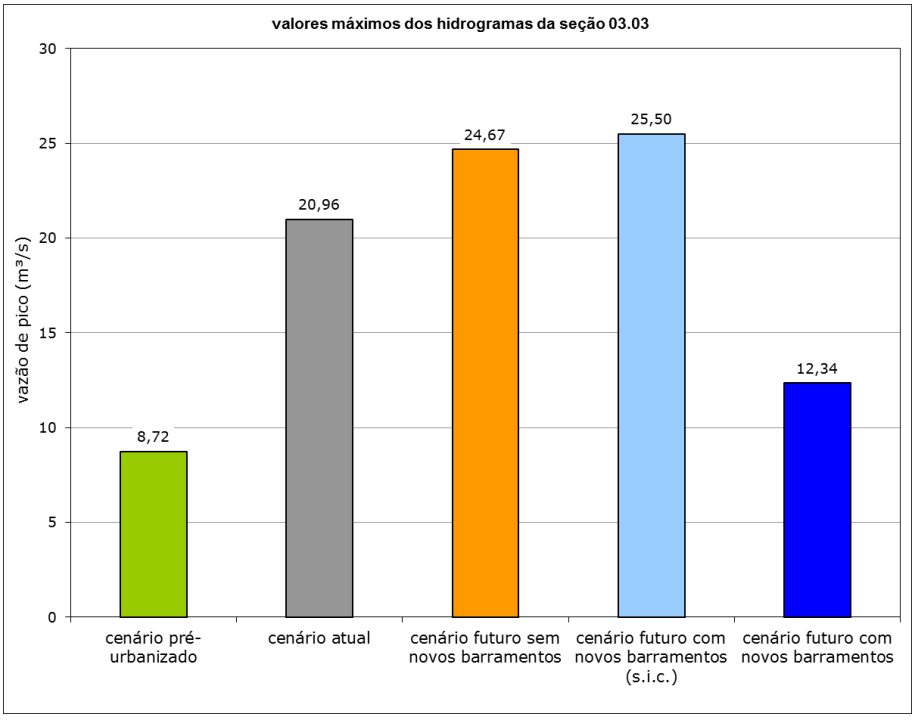


Figura 70 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B007

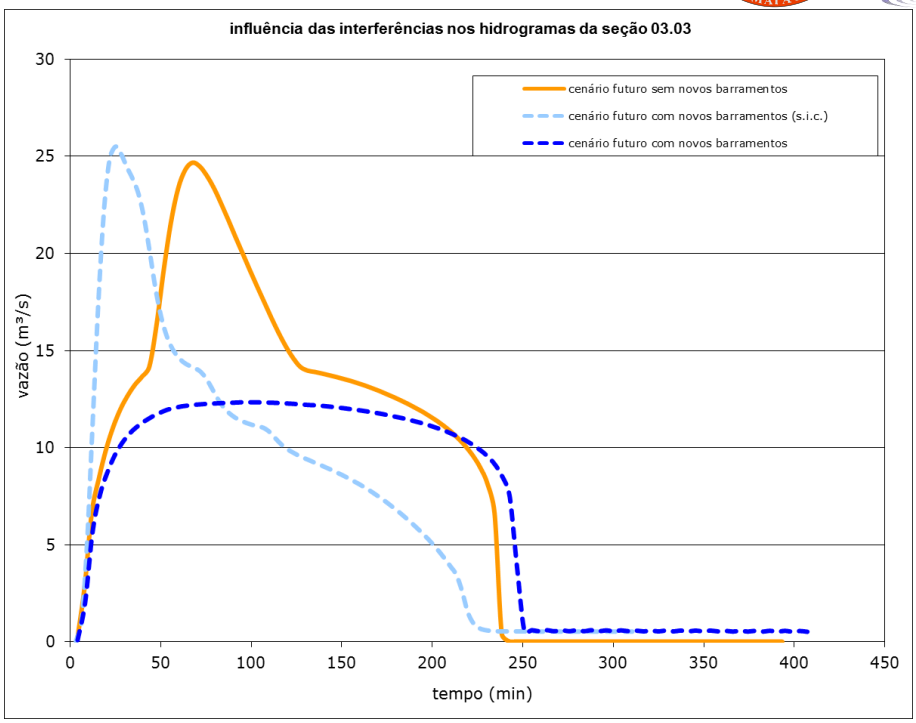


Figura 71 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B007

A barramento B007 reduz o pico de vazão da seção S03.03 de 25,50 m³/s do cenário futuro para 12,34 m³/s, próximo dos 8,72 m³/s do cenário da pré-urbanização.

Não é possível prever um aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B007, uma vez que seu reservatório já foi parcialmente escavado.

10.8. B008 – Barramento do IV Centenário (Via Narciso Baldan), novo, escavado

O barramento B004 está vinculado à seção S03.04 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante do encontro da Av. Trolesi com a Rod. José Vieira Priosti Jr. no Córrego das Palmas.

Figura 72 - Vista aérea do B008

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

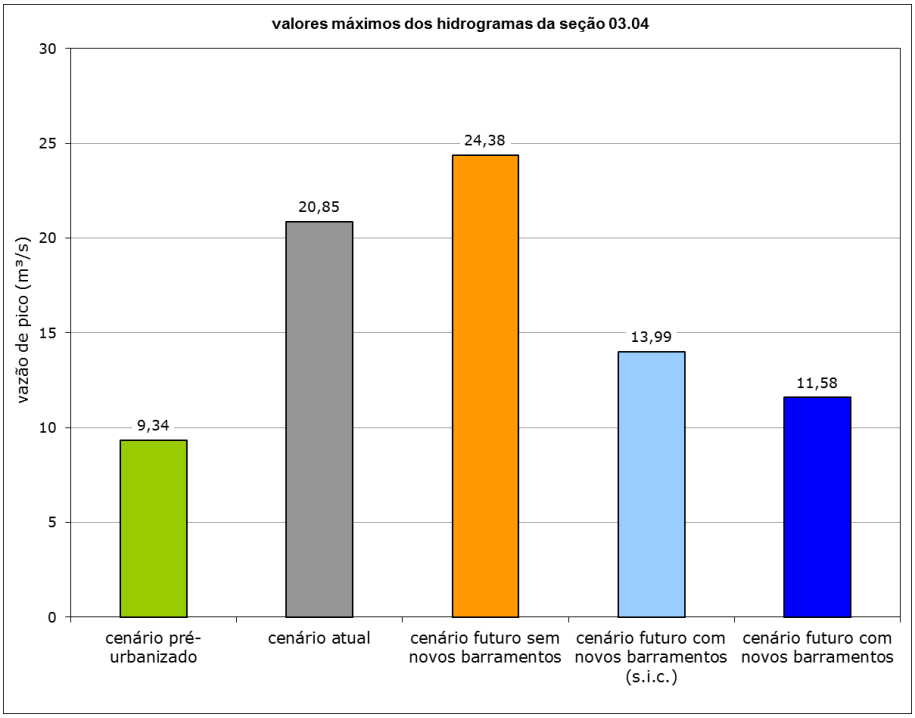


Figura 73 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B008

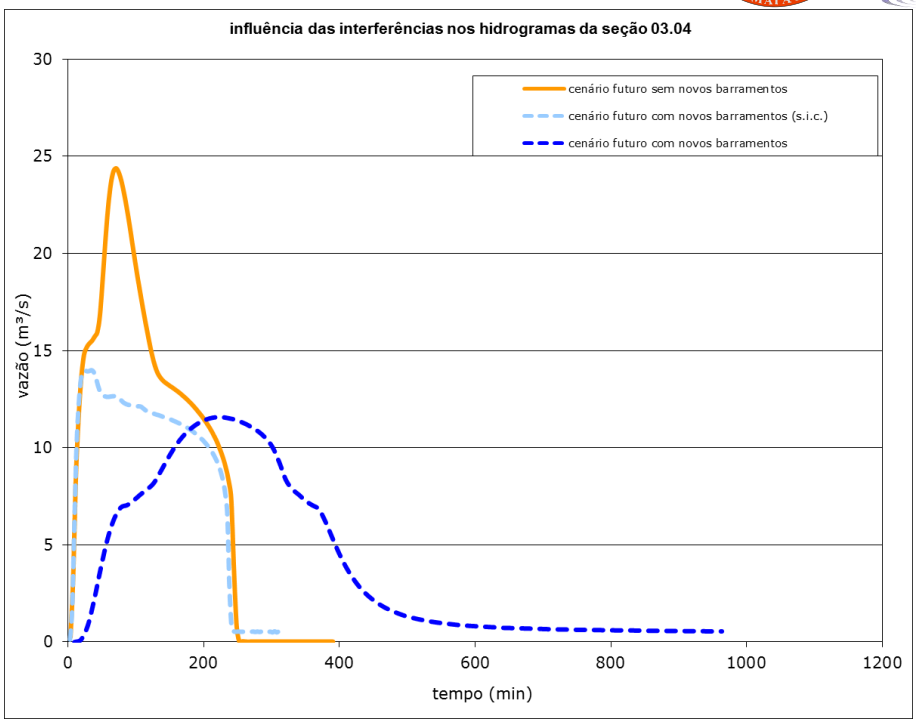


Figura 74 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B008

A barramento B008 reduz o pico de vazão da seção S03.04 de 13,99 m³/s do cenário futuro para 11,58 m³/s, próximo dos 9,34 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B008 poderá ser atingida pela escavação do leito maior do curso d'água que o permeia. Esse aumento, mesmo que reduza a vazão de pico do cenário futuro a um nível inferior que o cenário pré-urbanização, poderá dispensar alguns trechos a montante de aumento da seção do canal.

10.9. B009 – BARRAMENTO DA PRAÇA SIZENANDO SILVEIRA LEITE, NOVO

O barramento B009 está vinculado à seção S04.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Rua Major Joaquim Gabriel de Carvalho, Parque Municipal / Praça Sizenando Silveira Leite.

Figura 75 - Vista aérea do B009

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

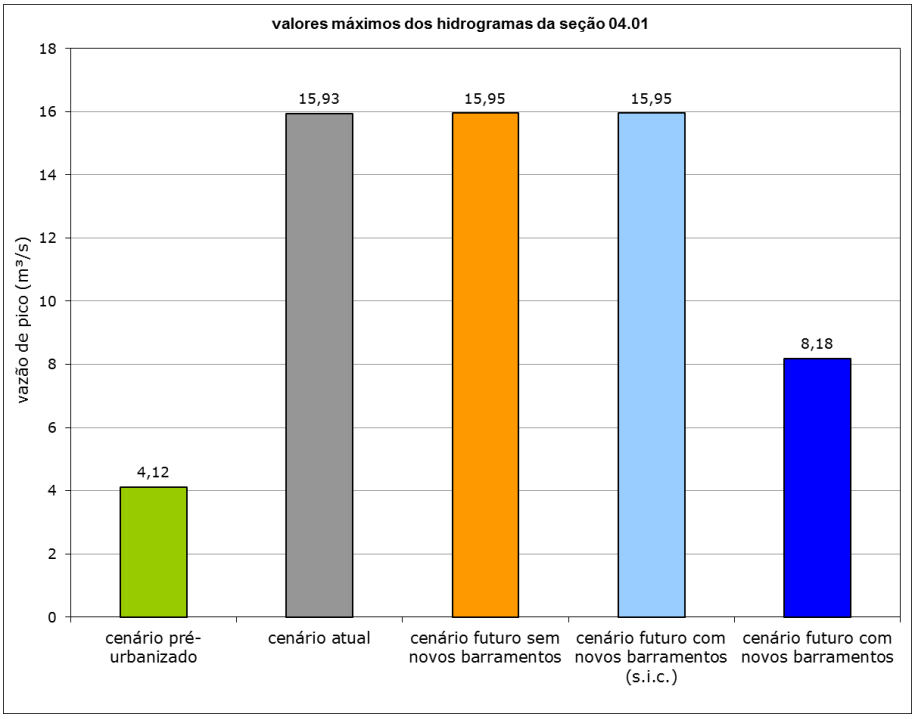


Figura 76 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B009

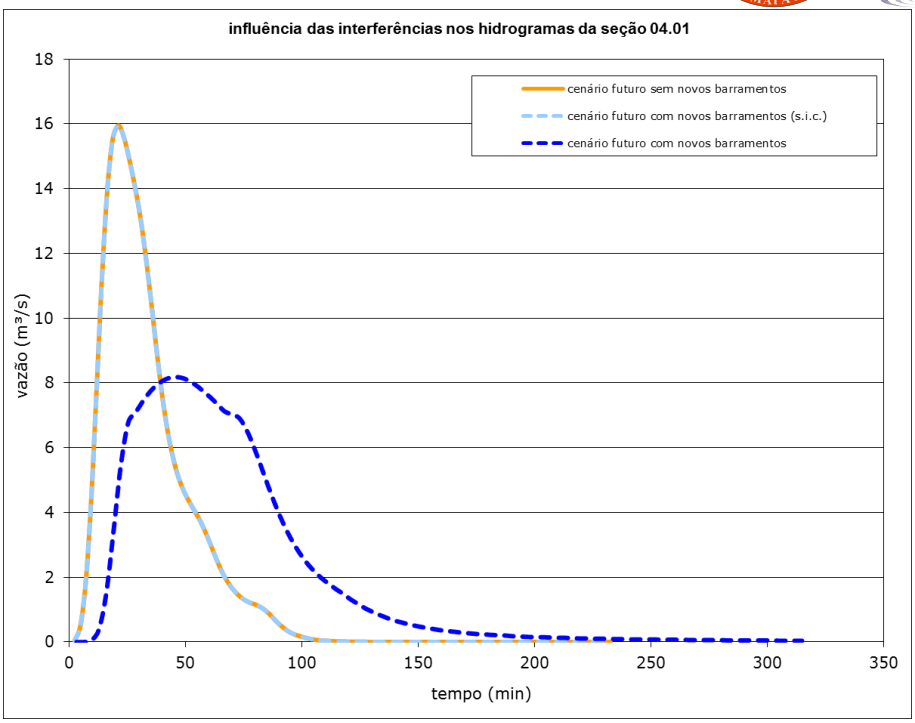


Figura 77 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B009

A barramento B009 reduz o pico de vazão da seção S04.01 de 15,95 m³/s do cenário futuro para 8,18 m³/s, acima dos 4,12 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.10. B010 – BARRAMENTO DA AVENIDA ALBERTO BENASSI, EXISTENTE

O barramento B004 está vinculado à seção S05.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Av. Alberto Benassi.

Figura 78 - Vista aérea do B010

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

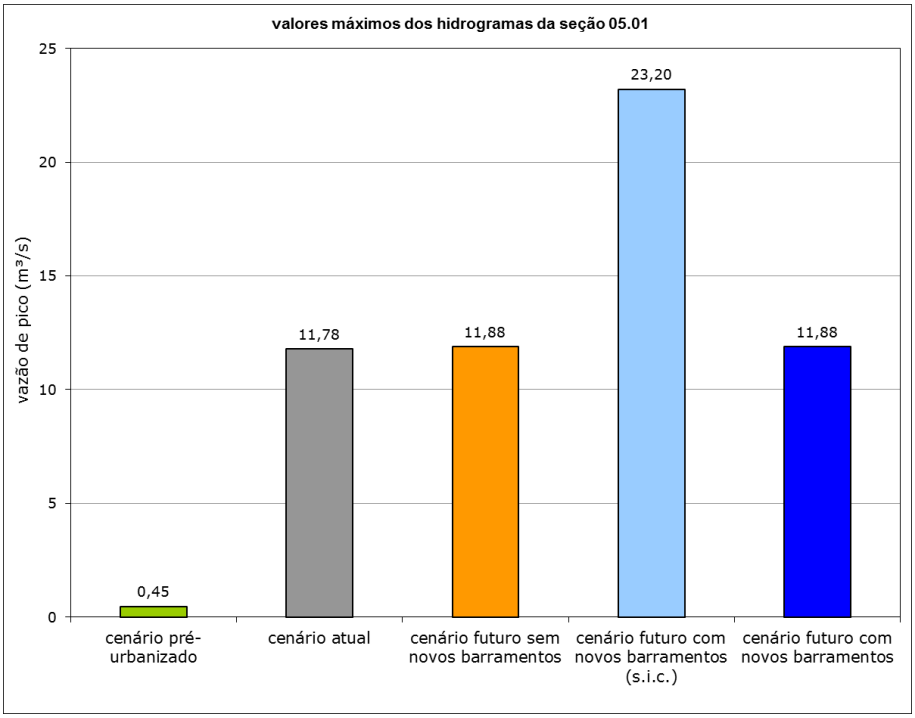


Figura 79 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B010

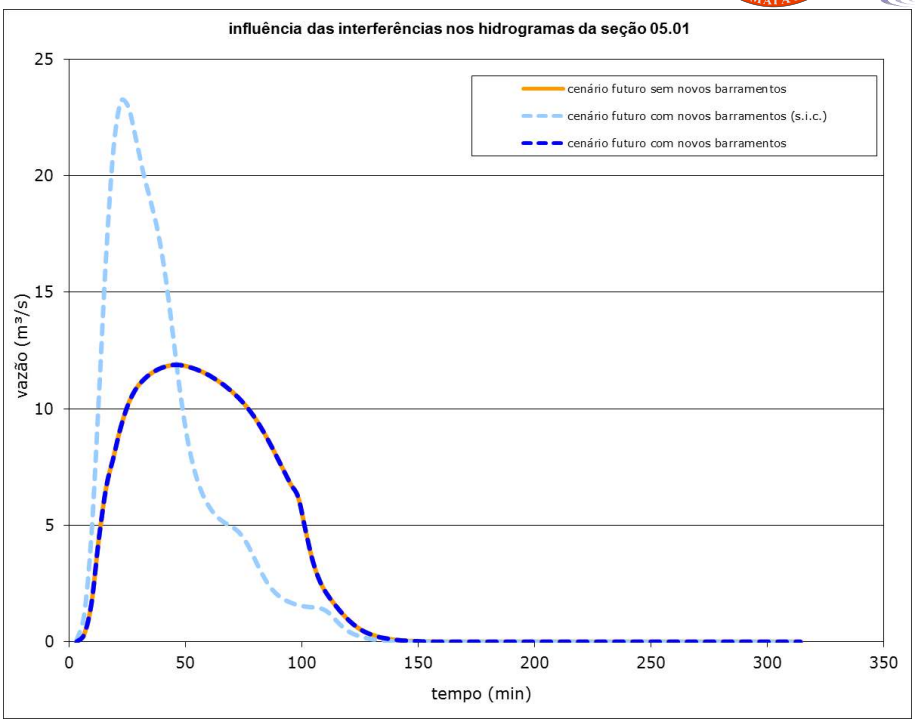


Figura 80 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B010

A barramento B004 reduz o pico de vazão da seção S05.01 de 23,20 m³/s do cenário futuro para 11,88 m³/s, muito acima dos 0,45 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B010 poderá ser atingida pela escavação da bacia que o forma e pelo alteamento de seu maciço e vertedor.

10.11. B011 – BARRAMENTO DA MARCHESAN, NOVO, ESCAVADO

O barramento B011 está vinculado à seção S06.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se no canteiro central expandido da Av. Prefeito Laerte José Tarallo Mendes, próximo à Marchesan.

Figura 81 - Vista aérea do B011
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

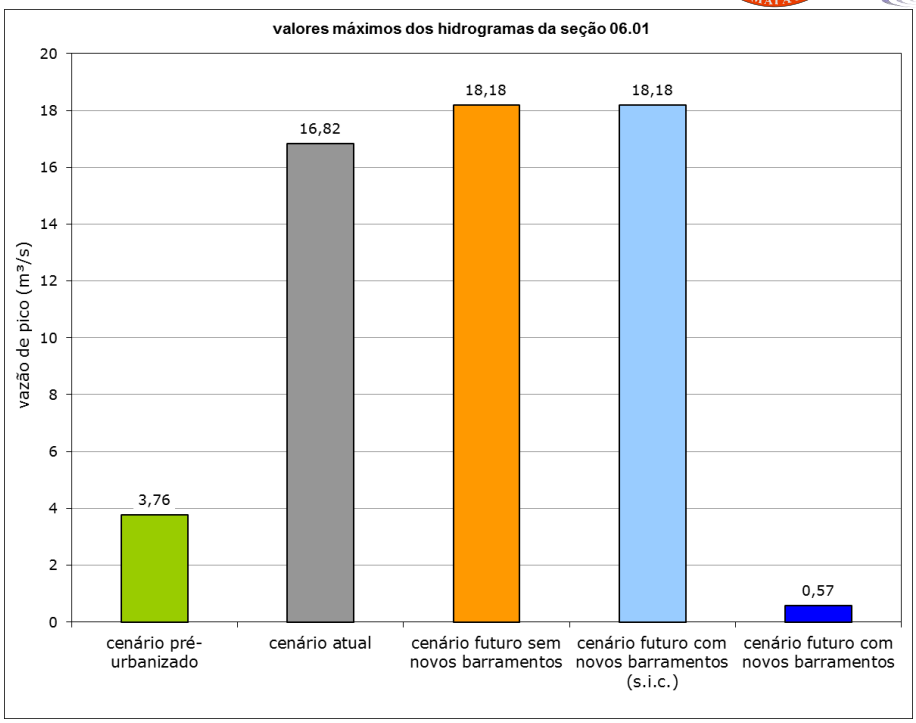


Figura 82 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B011

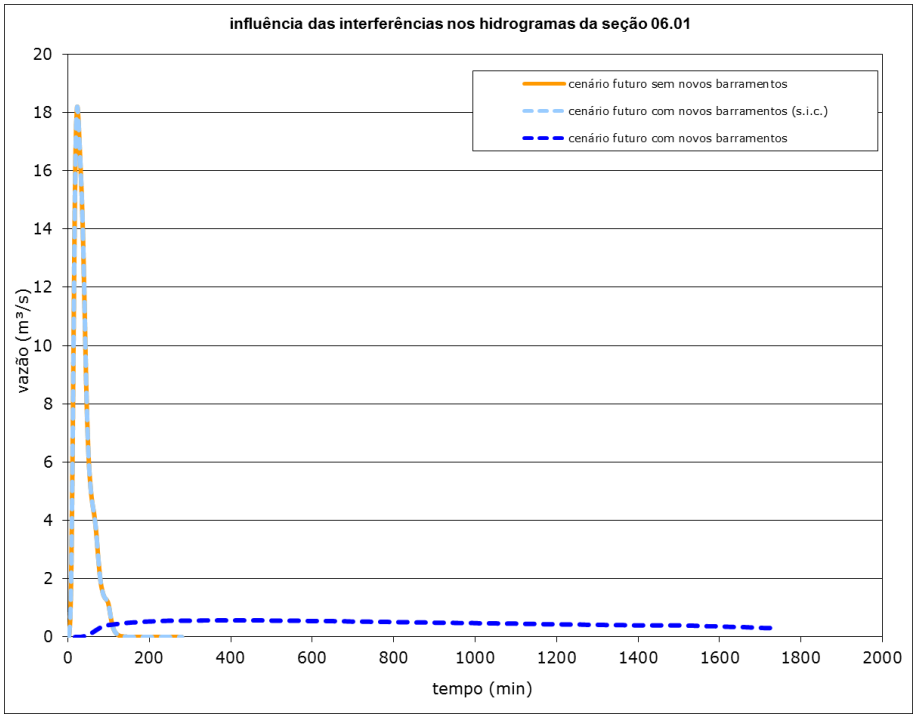


Figura 83 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B011

A barramento B011 reduz o pico de vazão da seção S06.01 de 18,18 m³/s do cenário futuro para 0,57 m³/s, abaixo dos 3,76 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B011 está vinculada à execução de uma série de pequenas cacimbas (bacias seguidas de estrangulamentos) que permitirão o aproveitamento total daquele canteiro central para o amortecimento das cheias.

O fato dessa série de barramentos chamada B011 atingir uma redução no pico de cheia abaixo do pico de vazão da pré-urbanização não deverá ser utilizado para sua execução parcial, uma vez que o afluente quase intermitente que o drene não possui outro barramento que amorteça as vazões laterais contribuintes até sua foz no Rio São Lourenço.

10.12. B012 – Barramento do Córrego São Pedro, novo

O barramento B012 está vinculado à seção S08.02 da rede hidrográfica modelada e localiza-se no Córrego São Pedro, próximo ao Córrego Curtume.

Figura 84 - Vista aérea do B012
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

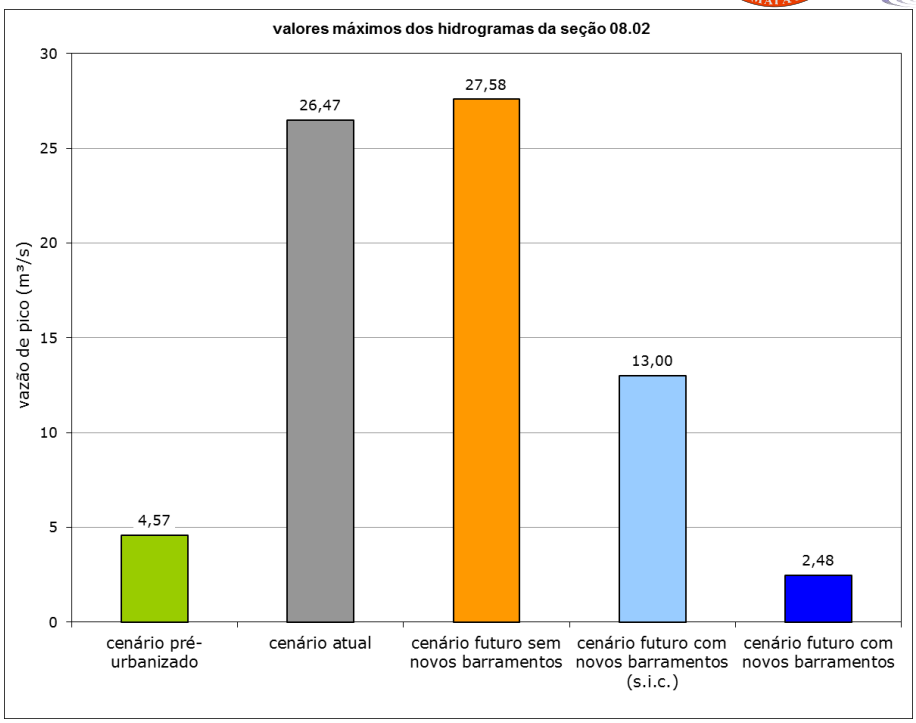


Figura 85 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B012

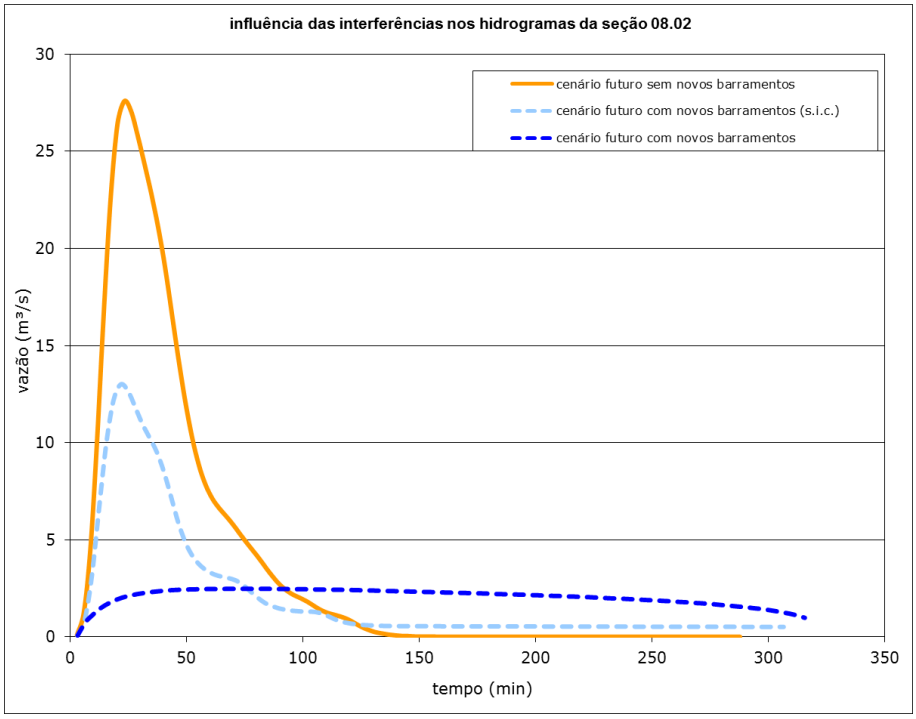


Figura 86 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B012

A barramento B012 reduz o pico de vazão da seção S08.02 de 13,00 m³/s do cenário futuro para 2,48 m³/s, pouco abaixo dos 4,57 m³/s do cenário da pré-urbanização.

O aumento da eficiência na redução dos picos de vazão do reservatório formado pelo B012 poderá ser atingida pela escavação do leito maior do curso d'água que o permeia. Esse aumento de sua eficiência poderá evitar que grandes porções da Chácara Glória sejam inutilizadas com esse barramento.

10.13. B013 – Barramento do Caju (EMEF Prefeito Celso de Barros Perche)

O barramento B013 está vinculado à seção S08.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Via Ruggero Baldan atrás da EMEF 'Caju'. É composto por duas bacias 'vaso-comunicantes' pela travessia da Av. João Rossi, no Córrego São Pedro.

Figura 87 - Vista aérea do B013
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

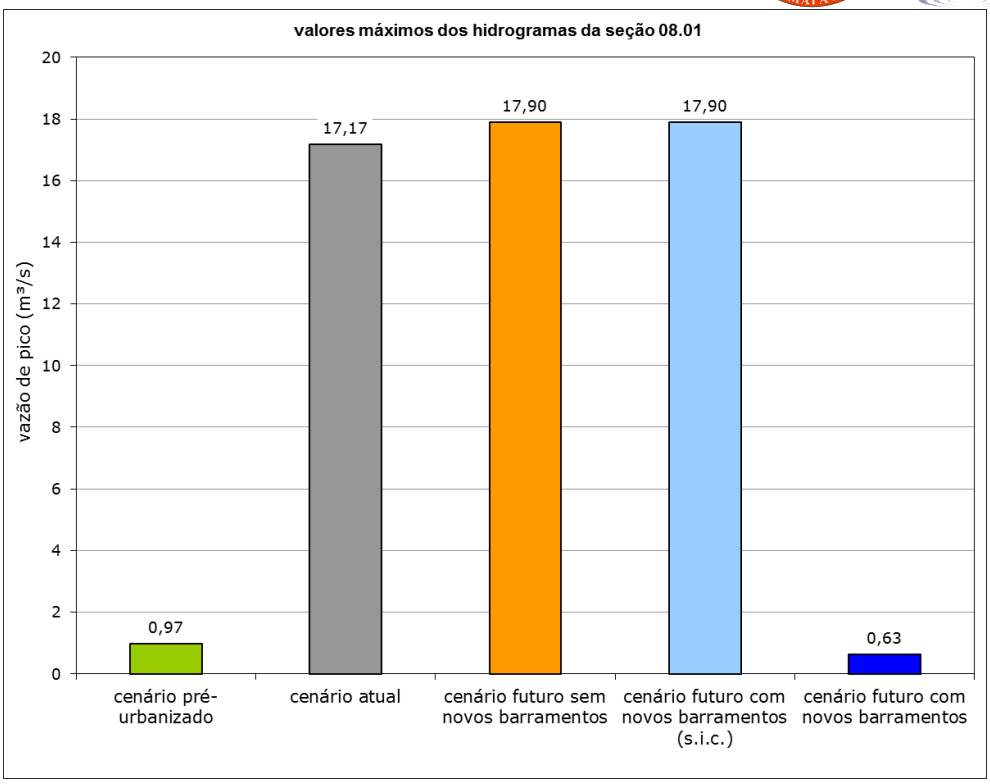


Figura 88 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B013

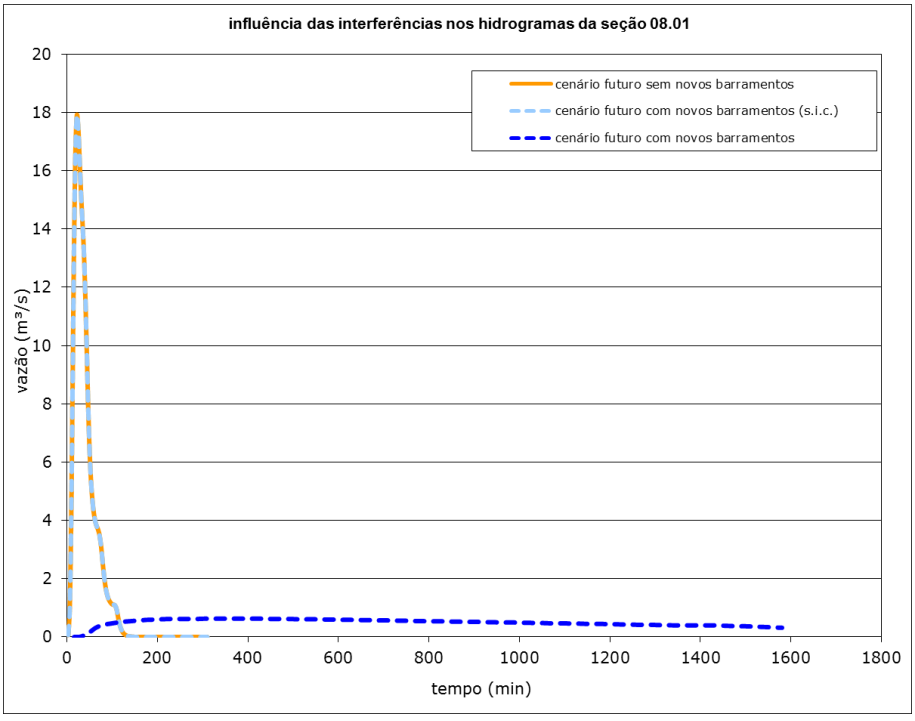


Figura 89 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B013

A barramento B013 reduz o pico de vazão da seção S08.01 de 17,90 m³/s do cenário futuro para 0,63 m³/s, pouco abaixo dos 0,97 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.14. B014 – BARRAMENTO DO PARQUE ALIANÇA, NOVO

O barramento B014 está vinculado à seção S09.02 da rede hidrográfica modelada e localiza-se no Córrego Pinheirinho, próximo ao encontro da Rua Francisco Pedro Antônio com a Rua Manoel Machado.

Figura 90 - Vista aérea do B014
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

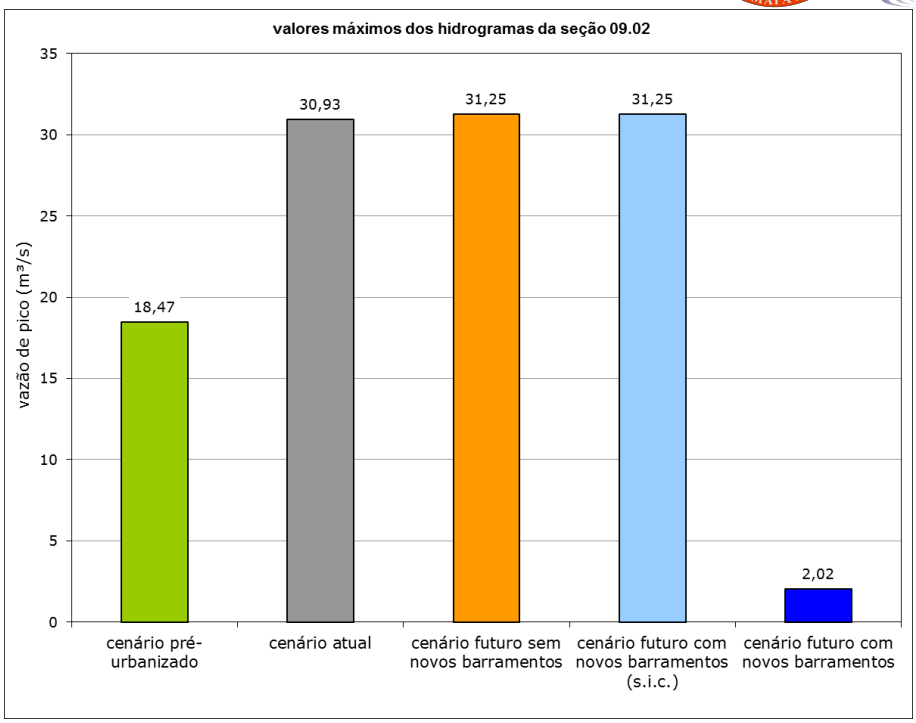


Figura 91 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B014

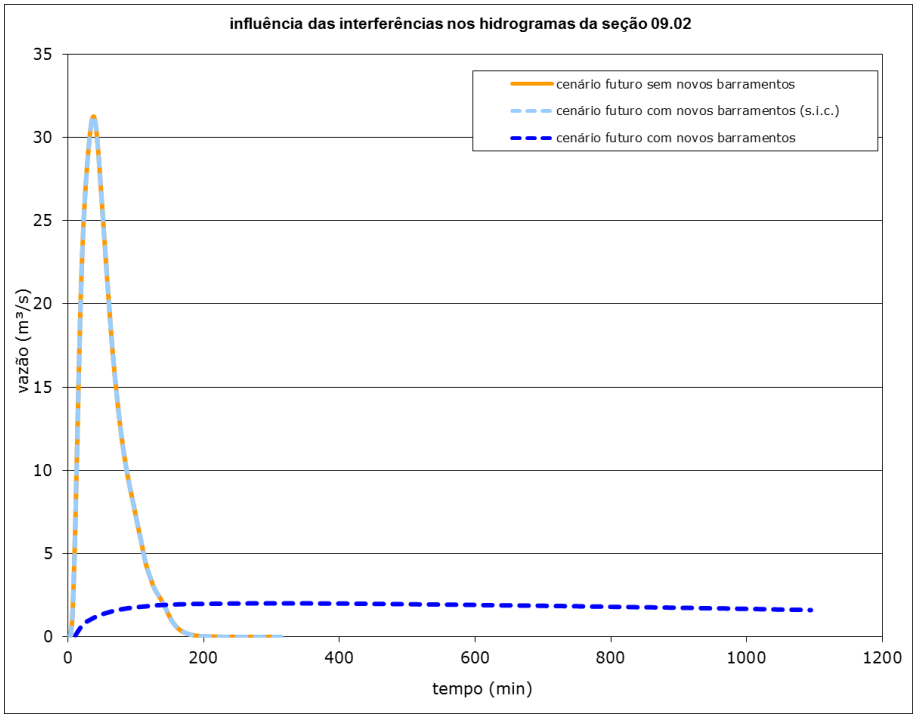


Figura 92 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B014

A barramento B014 reduz o pico de vazão da seção S09.02 de 31,25 m³/s do cenário futuro para 2,02 m³/s, bem abaixo dos 18,47 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.15. B015 – BARRAMENTO DA RUA ALCIDES TORRES, NOVO, ESCAVADO

O barramento B015 está vinculado à seção S07.05 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Rua Alcides Torres no Córrego do Curtume.

Figura 93 - Vista aérea do B015
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

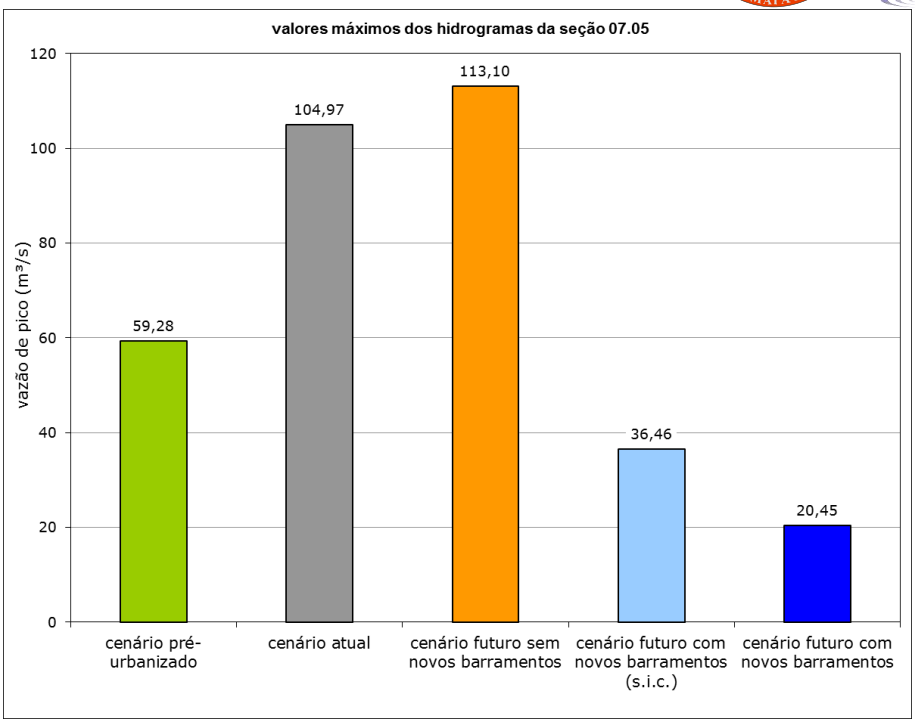


Figura 94 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B015

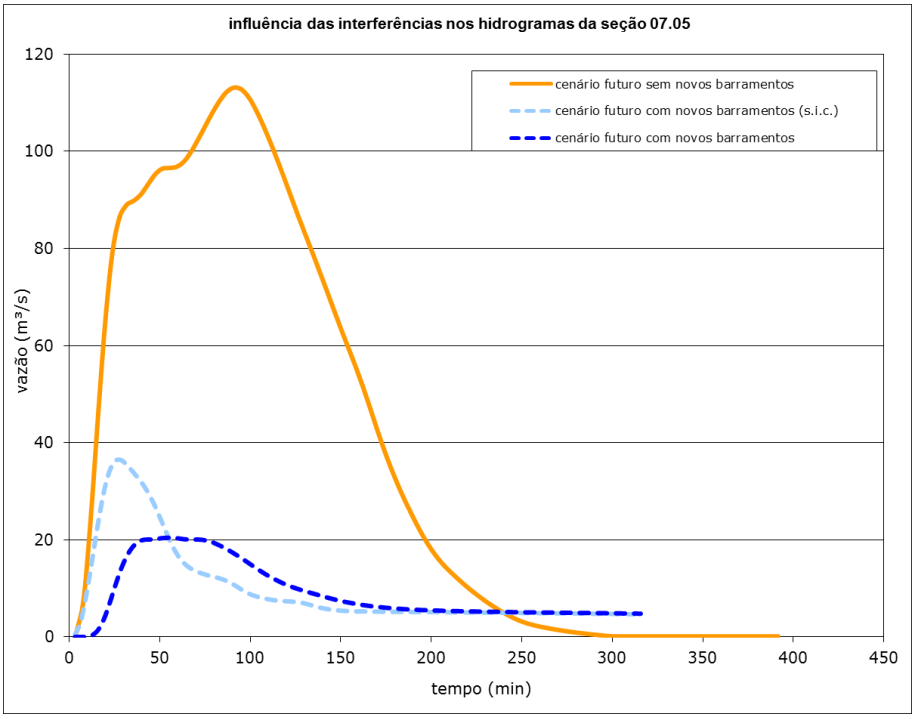


Figura 95 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B015

A barramento B015 reduz o pico de vazão da seção S07.05 de 36,46 m³/s do cenário futuro para 20,45 m³/s, abaixo dos 59,28 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.16. B016 – BARRAMENTO DO CLUBE AMEL, NOVO, ESCAVADO

O barramento B016 está vinculado à seção S07.06 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da, próximo ao Clube AMEL, no Córrego do Curtume.

Figura 96 - Vista aérea do B016
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

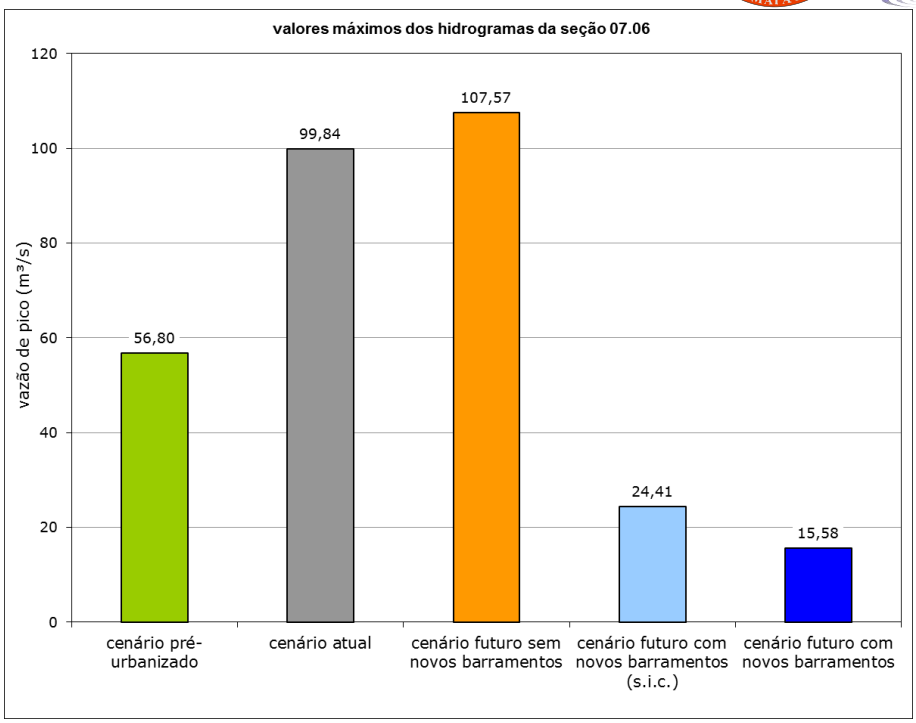


Figura 97 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B016

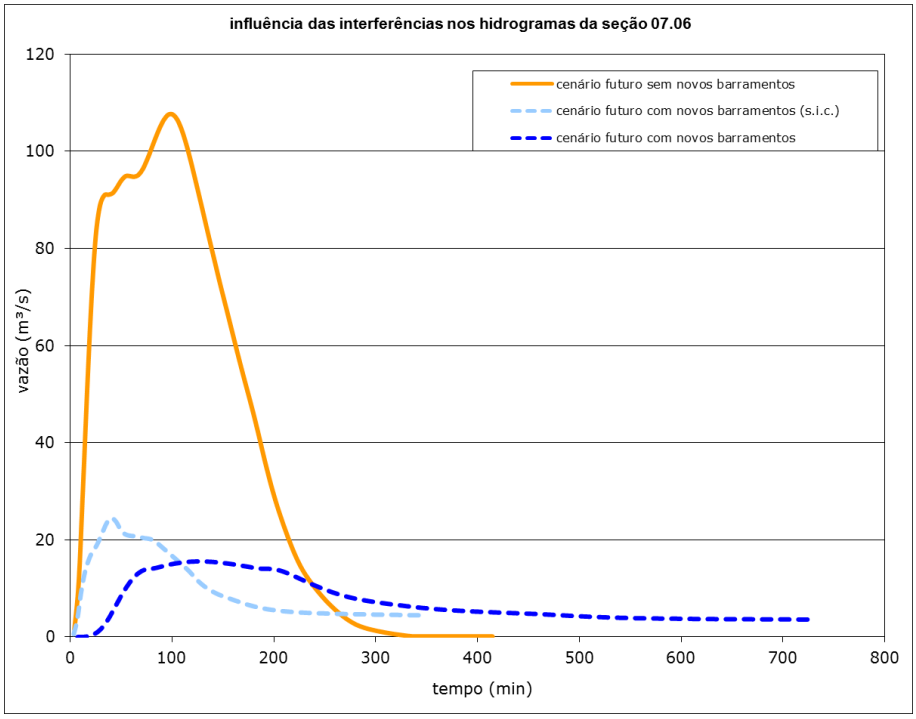


Figura 98 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B016

A barramento B016 reduz o pico de vazão da seção S07.06 de 24,41 m³/s do cenário futuro para 15,58 m³/s, abaixo dos 50,80 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.17. B017 – BARRAMENTO DO CONJ. RESIDENCIAL JOÃO VITAL, NOVO

O barramento B017 está vinculado à seção S11.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Av. José Gonçalves no Córrego Água do Tobias.

Figura 99 - Vista aérea do B011
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

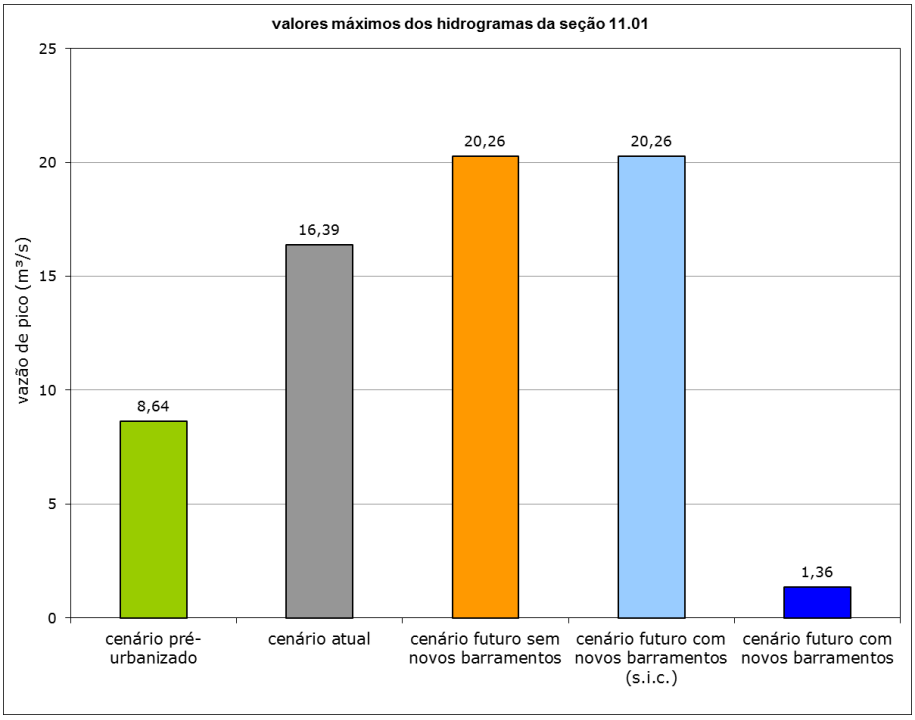


Figura 100 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B017

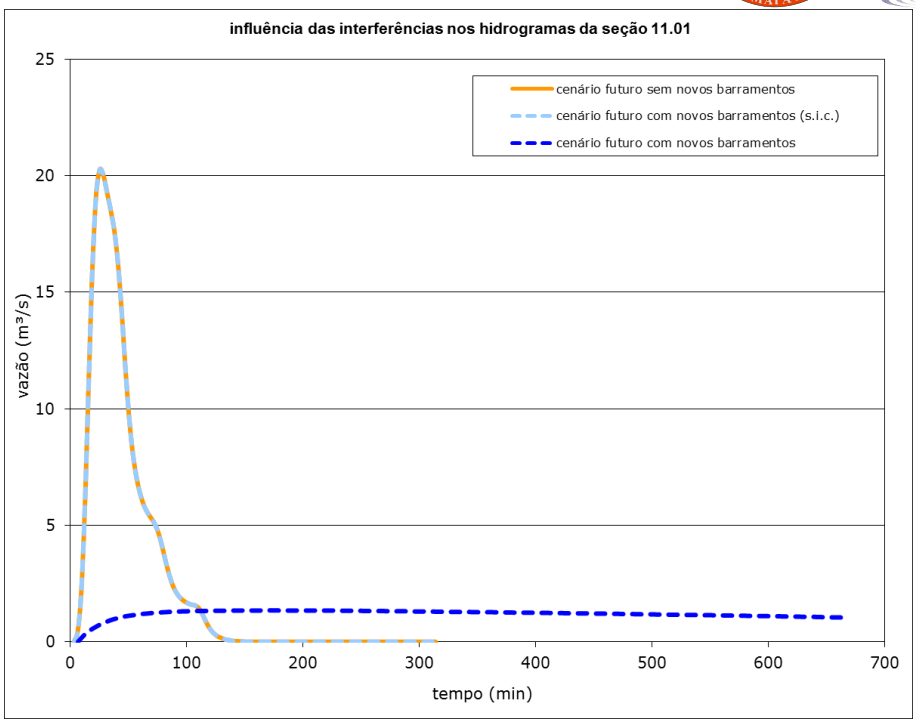


Figura 101 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B017

A barramento B017 reduz o pico de vazão da seção S11.01 de 20,16 m³/s do cenário futuro para 1,36 m³/s, abaixo dos 8,64 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.18. B018 – BARRAMENTO DO CÓRREGO LEÃO, NOVO

O barramento B018 está vinculado à seção S07.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se em área rural no Córrego do Leão à montante do Loteamento Jardim Novo Mundo.

Figura 102 - Vista aérea do B018

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

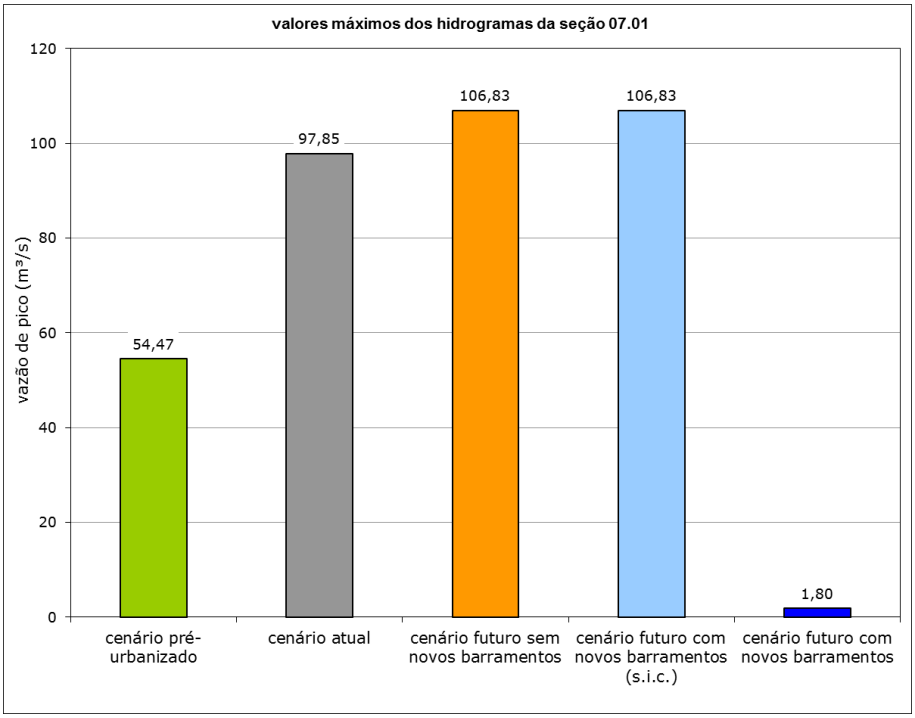


Figura 103 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B018

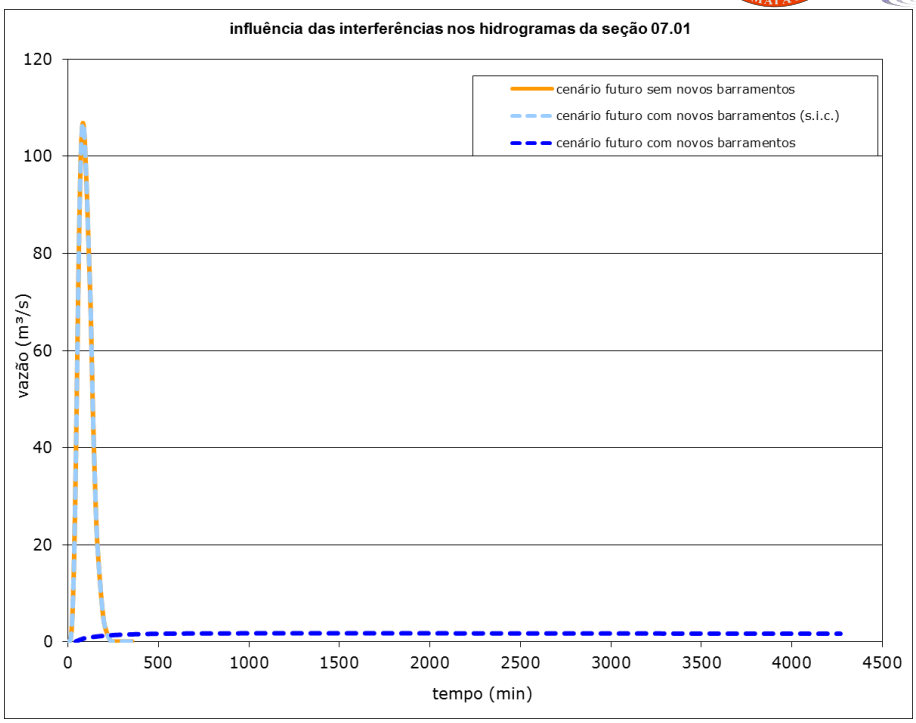


Figura 104 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B018

A barramento B018 reduz o pico de vazão da seção S01.04 de 34,44 m³/s do cenário futuro para 25,34 m³/s, pouco abaixo dos 27,17 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.19. B019 – BARRAMENTO DA PEDREIRA, NOVO

O barramento B019 está vinculado à seção S21.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da pedreira.

Figura 105 - Vista aérea do B019
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

Figura 106 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B019

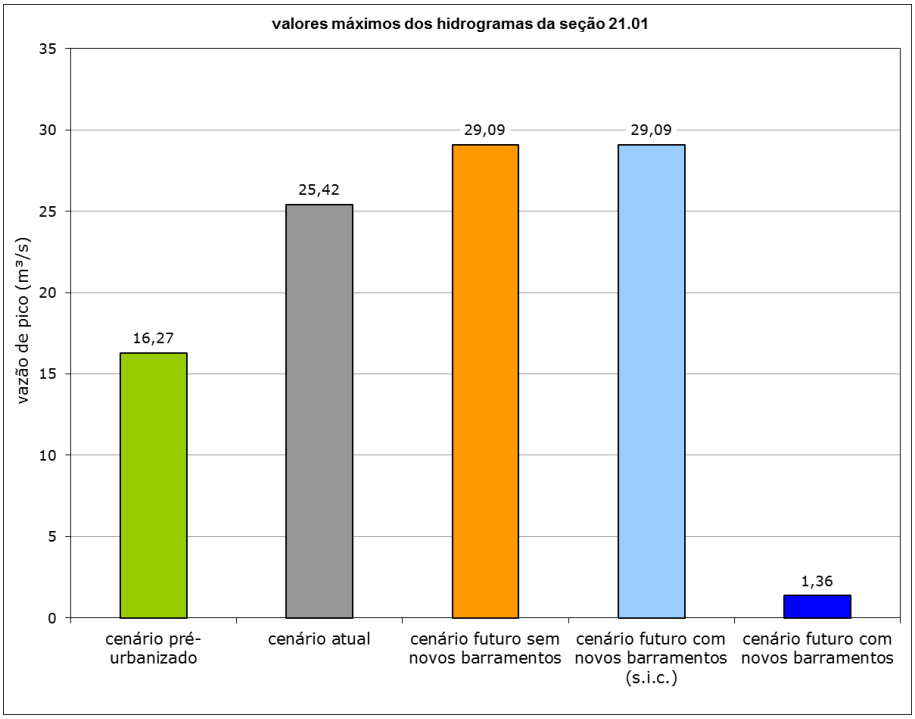


Figura 107 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B019

A barramento B019 reduz o pico de vazão da seção S21.01 de 29,09 m³/s do cenário futuro para 1,36 m³/s, pouco abaixo dos 16,27 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.20. B020 – BARRAMENTO DO JARDIM ESPERANÇA, NOVO

O barramento B020 está vinculado à seção S12.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Av. José Gonçalves no Jardim Esperança.

Figura 108 - Vista aérea do B020
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

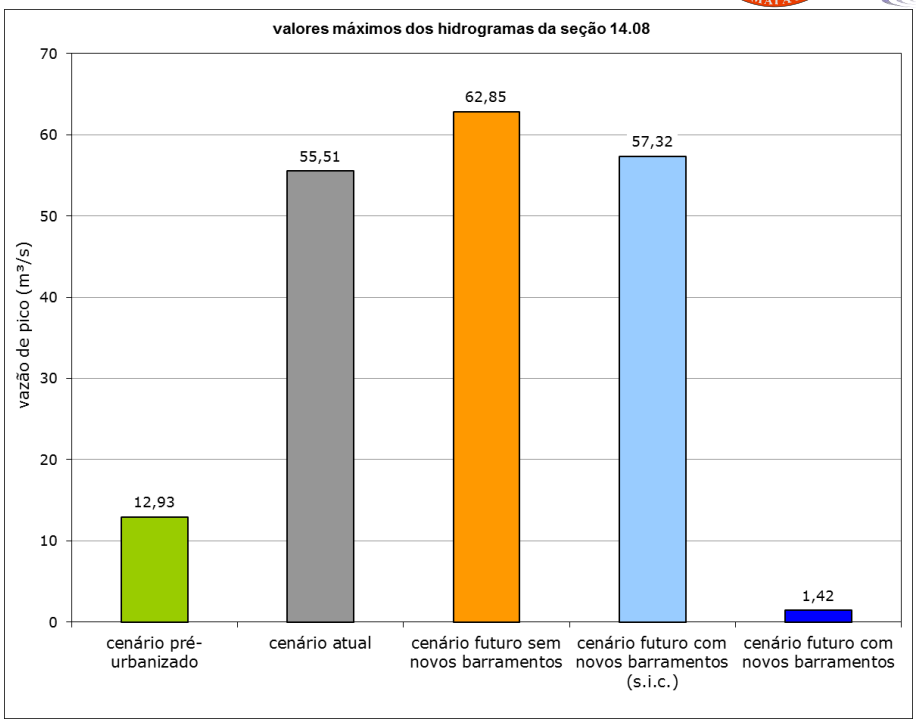


Figura 109 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B020

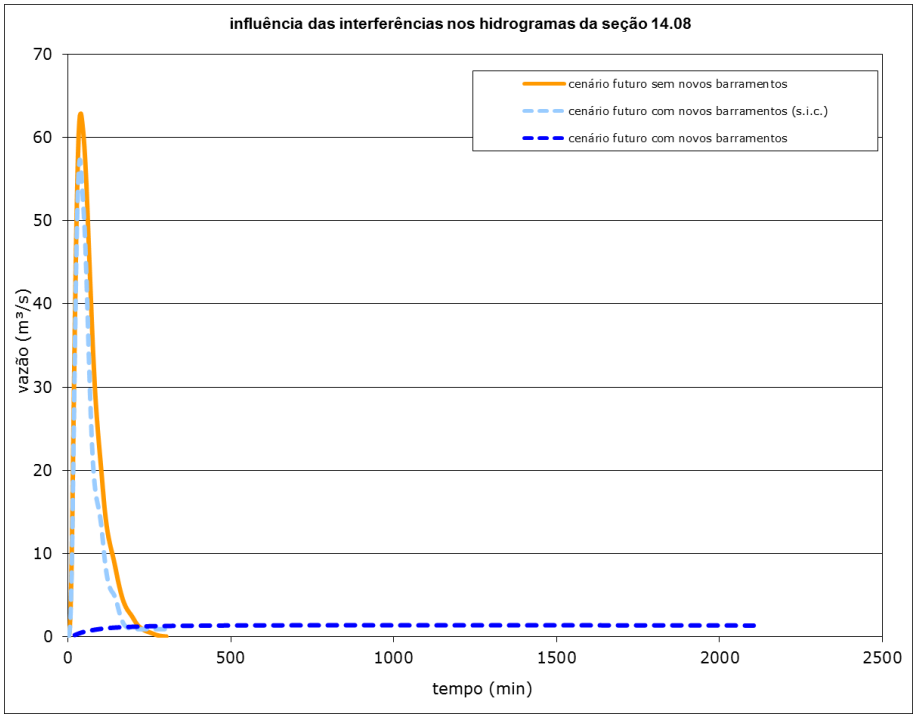


Figura 110 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B020

A barramento B020 reduz o pico de vazão da seção S12.01 de 57,32 m³/s do cenário futuro para 1,42 m³/s, abaixo dos 12,93 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.21. B021 – BARRAMENTO DO SÍTIO DO PICA PAU AMARELO, NOVO

O barramento B021 está vinculado à seção S13.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Rod. Carl Fischer próximo do Residencial Parque das Laranjeiras.

Figura 111 - Vista aérea do B021
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

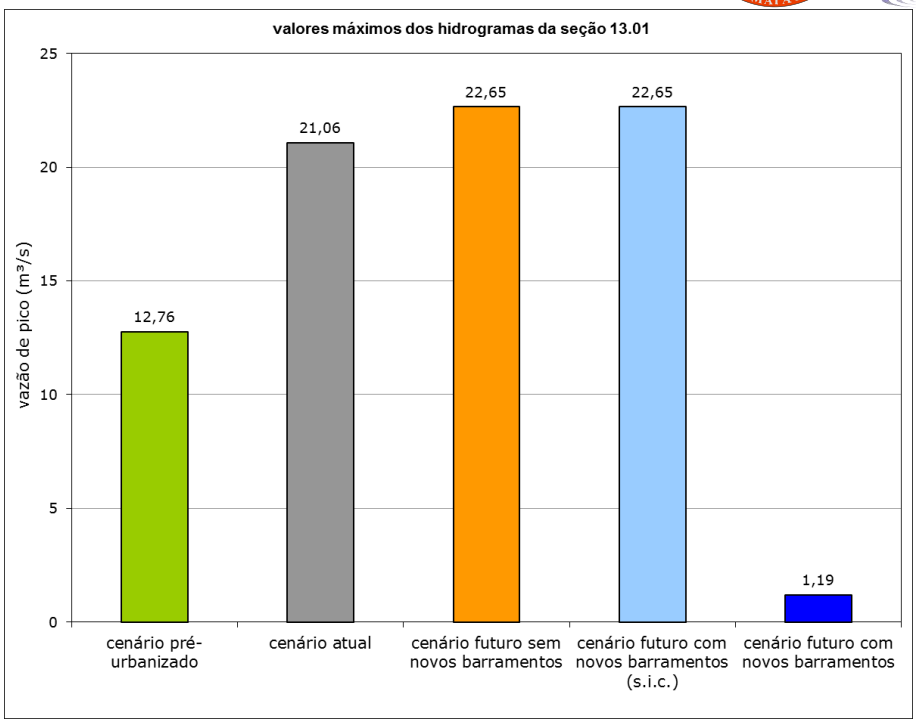


Figura 112 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B021

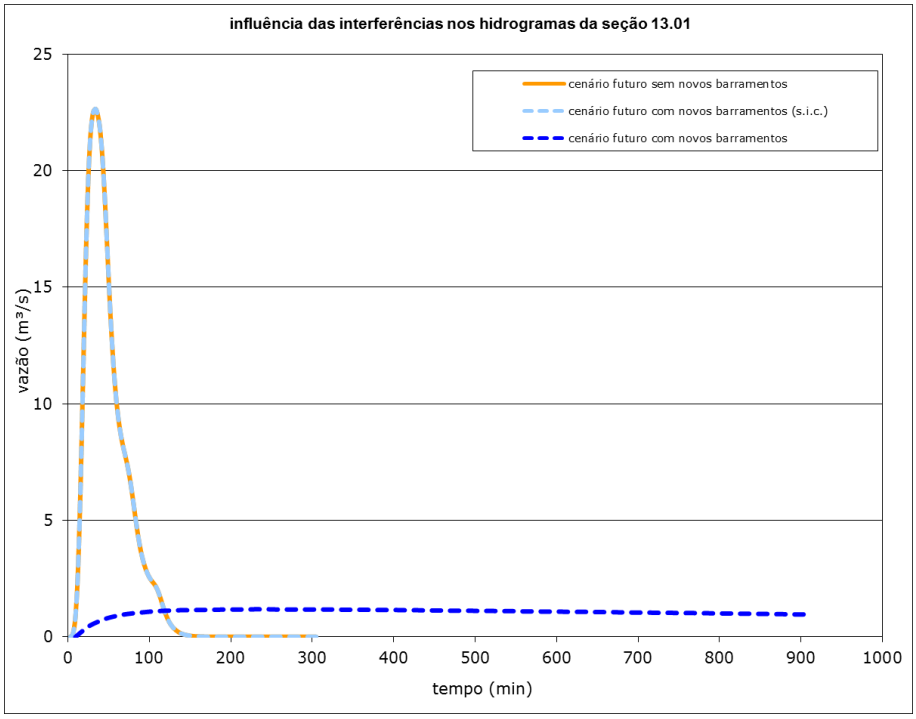


Figura 113 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B021

A barramento B021 reduz o pico de vazão da seção S13.01 de 22,65 m³/s do cenário futuro para 1,19 m³/s, abaixo dos 12,71 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.22. B022 – BARRAMENTO SÃO LOURENÇO FINAL, NOVO

O barramento B022 está vinculado à seção S01.24 da rede hidrográfica modelada e localiza-se no Rio São Lourenço a jusante de toda a área urbana de Matão, SP.

Figura 114 - Vista aérea do B022
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

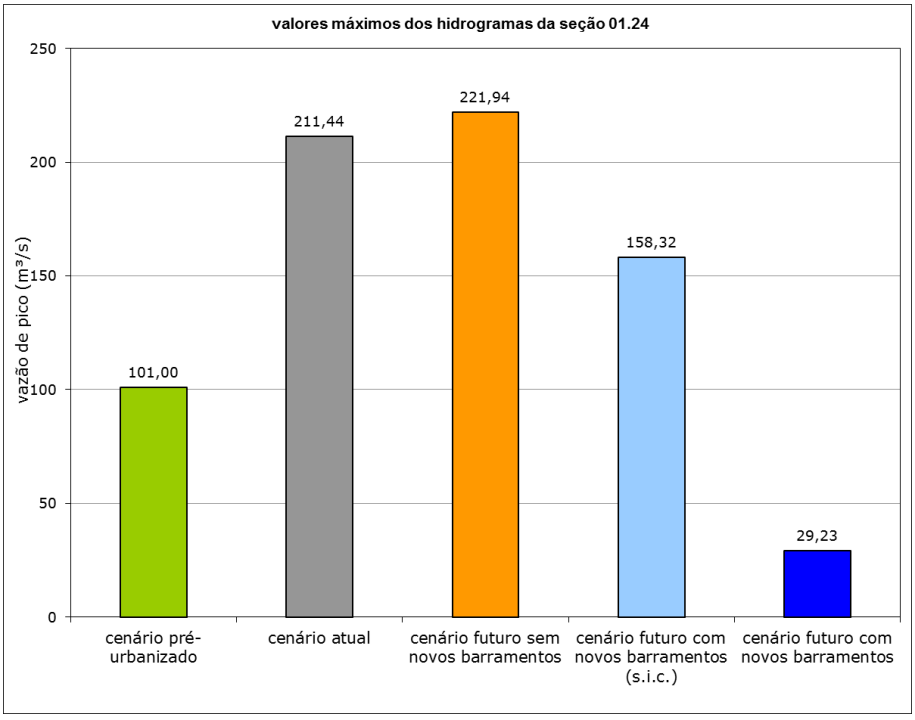


Figura 115 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B022

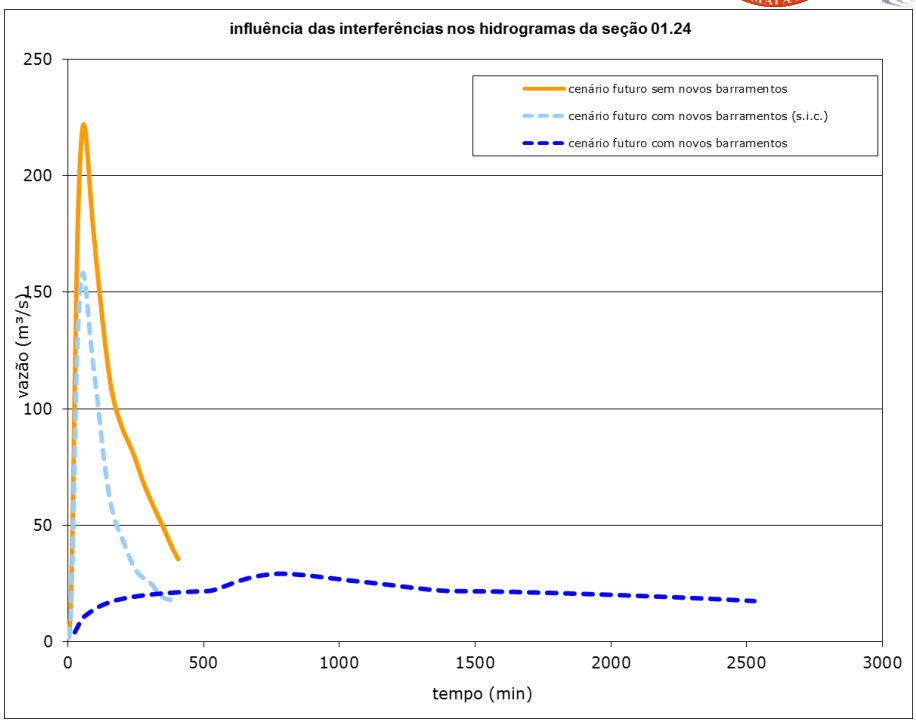


Figura 116 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B022

A barramento B004 reduz o pico de vazão da seção S01.24 de 158,32 m³/s do cenário futuro para 29,23 m³/s, abaixo dos 101,00 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.23. B023 – BARRAMENTO DO PARQUE ECOLÓGICO, EXISTENTE, NÃO SIMULADO

O barramento B004 está vinculado à seção S05.02 da rede hidrográfica modelada e localiza-se no Parque Ecológico de Matão. Este barramento não foi considerado na simulação. Suas estruturas de segurança (saída de fundo e vertedor) carecem de adequações imediatas. O barramento corre risco de romper caso a) sua 'torre vertedora' se desestabilize e cause sobre-pressão na saída de fundo ou b) passe água por sobre a pista e erodindo um canal que permita o esgotamento do barramento repentino.

Esse impasse permite duas soluções: a) esgotamento total e adequação das estruturas de segurança e do maciço da barragem; ou b) restar completamente desconectado da drenagem urbana local, ou

seja, ele seria abastecido apenas por aquíferos ou descargas controladas do barramento B010, a ser estudado.

Figura 117 - Vista aérea do B023
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

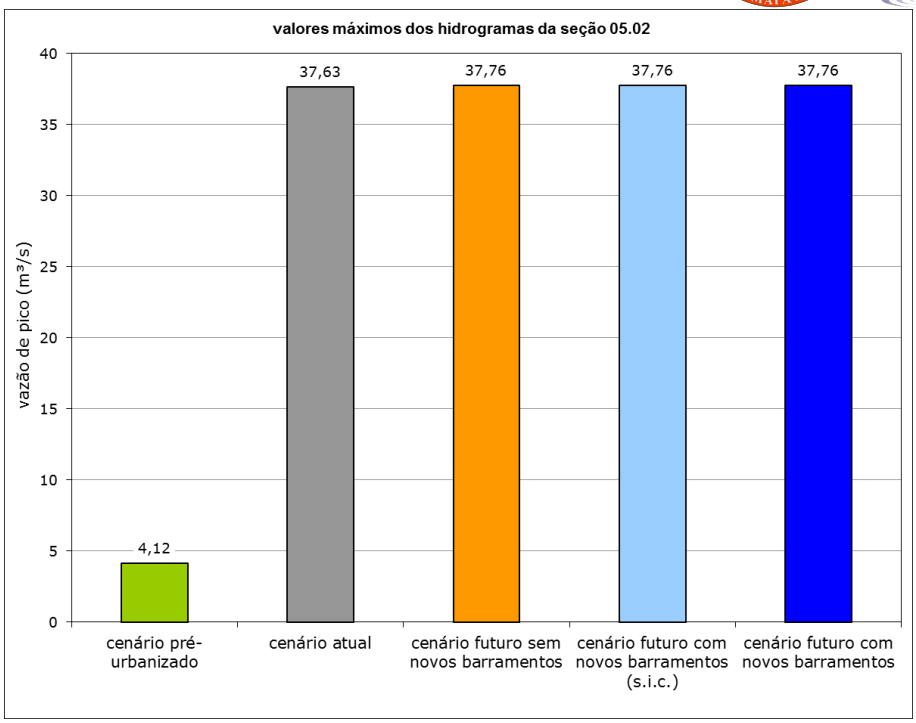


Figura 118 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B023

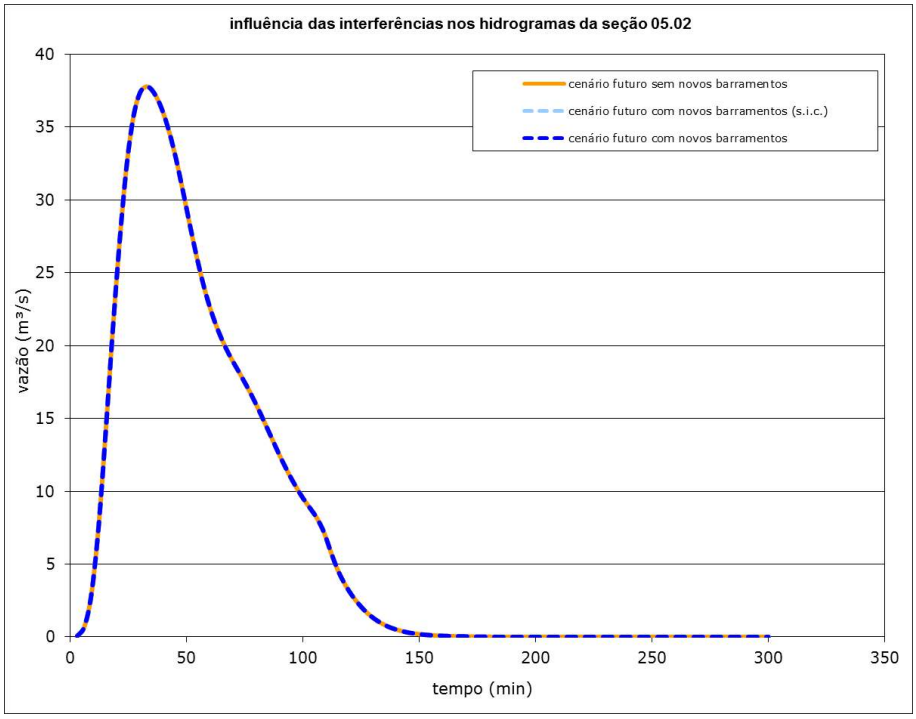


Figura 119 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B004

A seção S05.02 é impactada com uma vazão futura de 37,76 m³/s, bastante acima da vazão de p 4,12 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.24. B024 – BARRAMENTO DO JARDIM PARAÍSO, NOVO

O barramento B004 está vinculado à seção S14.01 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Av. Antônio Gorgatti no Córrego Cascavel.

Figura 120 - Vista aérea do B024
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

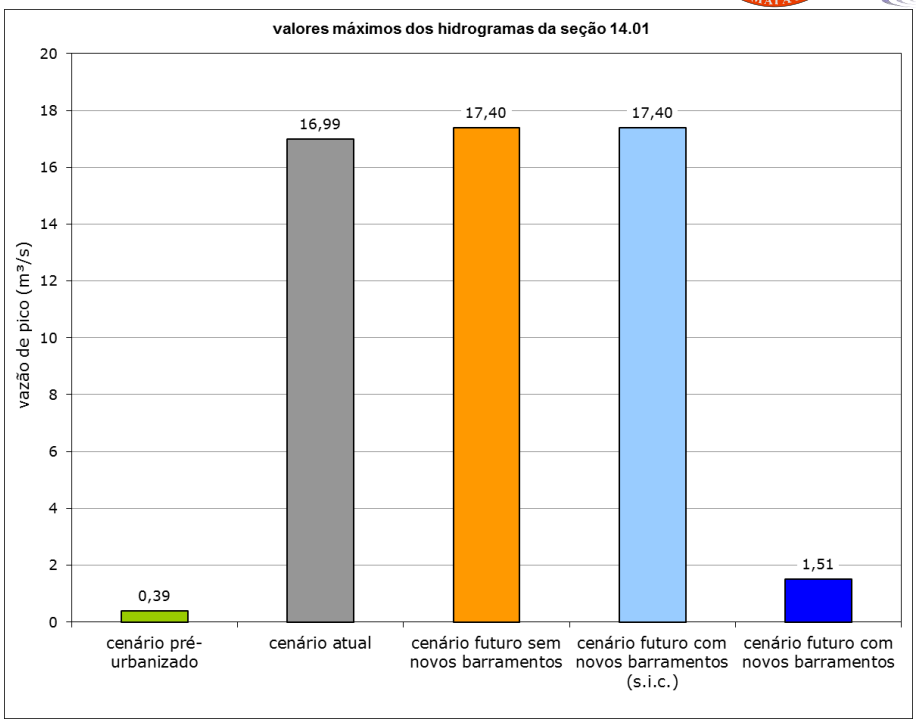


Figura 121 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B024

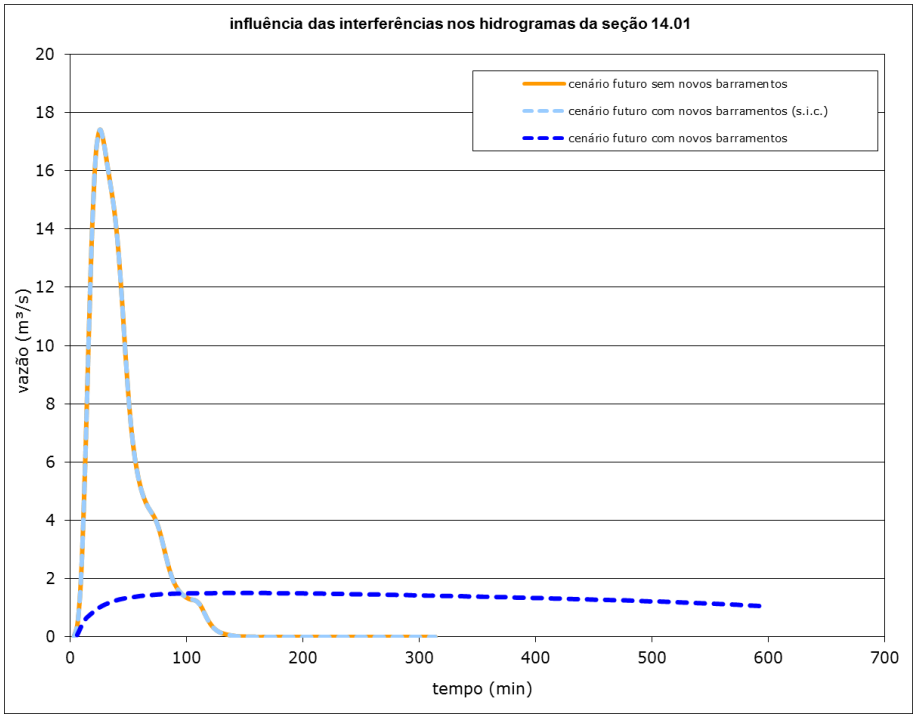


Figura 122 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B024

A barramento B024 reduz o pico de vazão da seção S14.01 de 17,40 m³/s do cenário futuro para 1,51 m³/s, pouco acima dos 0,39 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.25. B025 – BARRAMENTO DA HDS MECPAR, NOVO

O barramento B025 está vinculado à seção S14.03 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Estrada da Fazenda, a jusante da HDS MecPar, no Córrego Cascavel.

Figura 123 - Vista aérea do B004
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

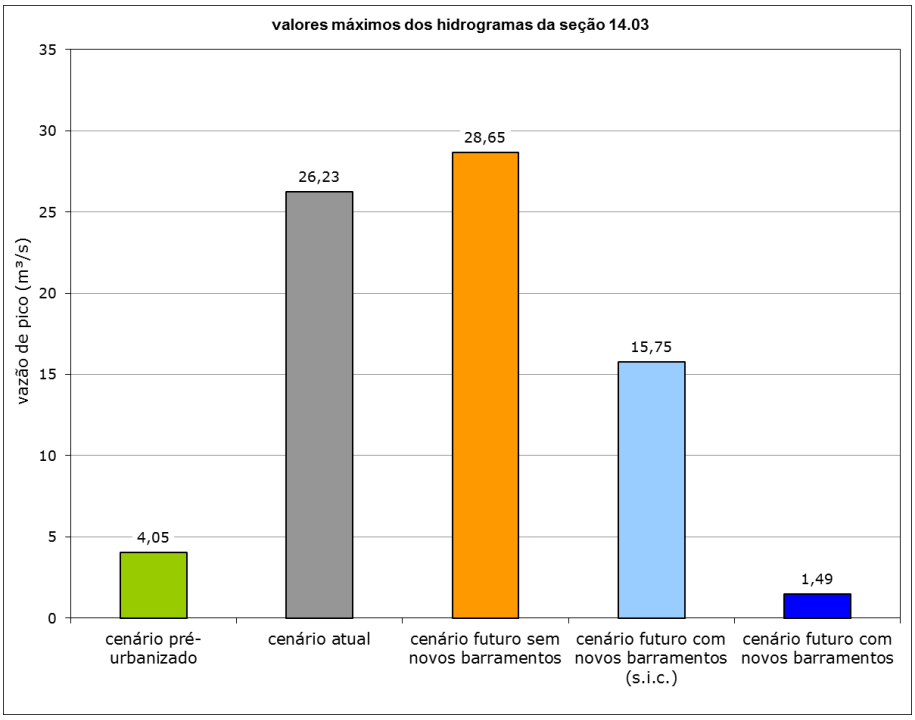


Figura 124 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B025

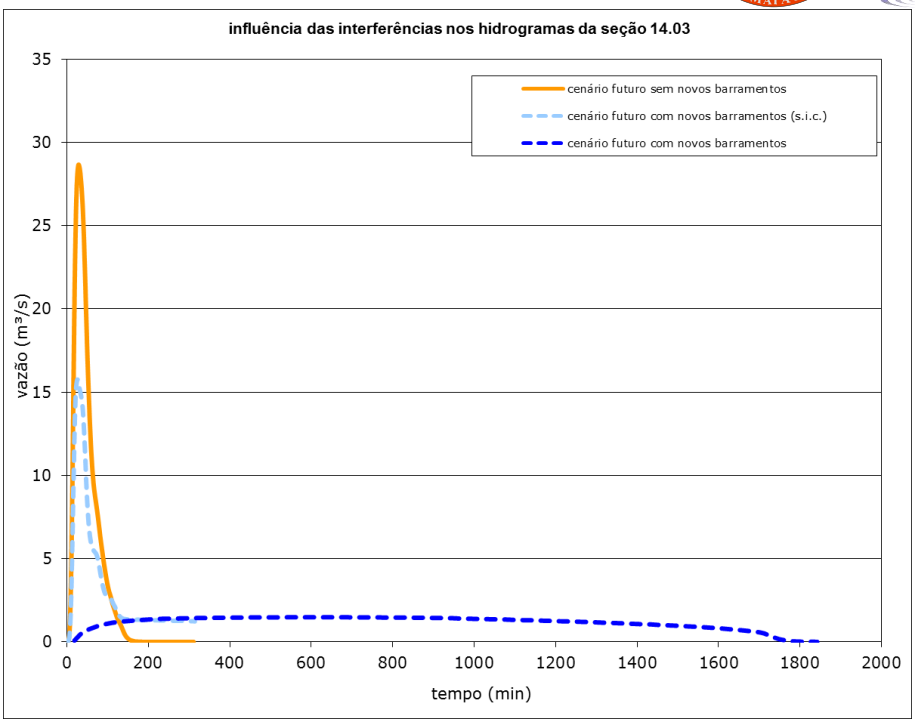


Figura 125 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B025

A barramento B025 reduz o pico de vazão da seção S14.03 de 15,75 m³/s do cenário futuro para 1,49 m³/s, abaixo dos 4,05 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.26. B026 – BARRAMENTO DO CÓRREGO CASCAVEL, NOVO

O barramento B026 está vinculado à seção S14.08 da rede hidrográfica modelada e localiza-se no Córrego Cascavel, na altura do Loteamento Valério Morandi.

Figura 126 - Vista aérea do B026

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

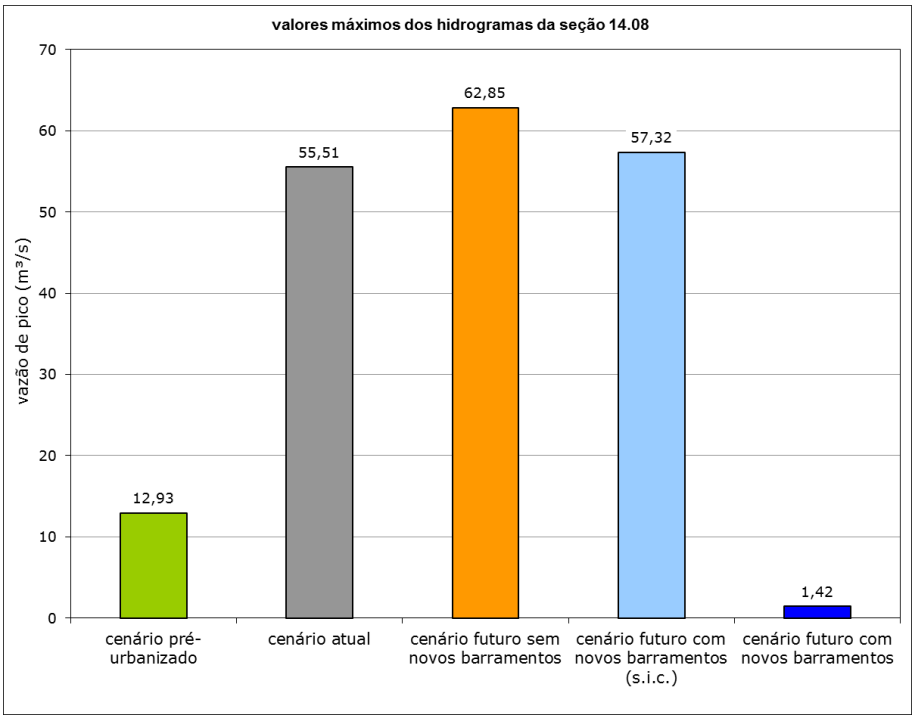


Figura 127 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B026

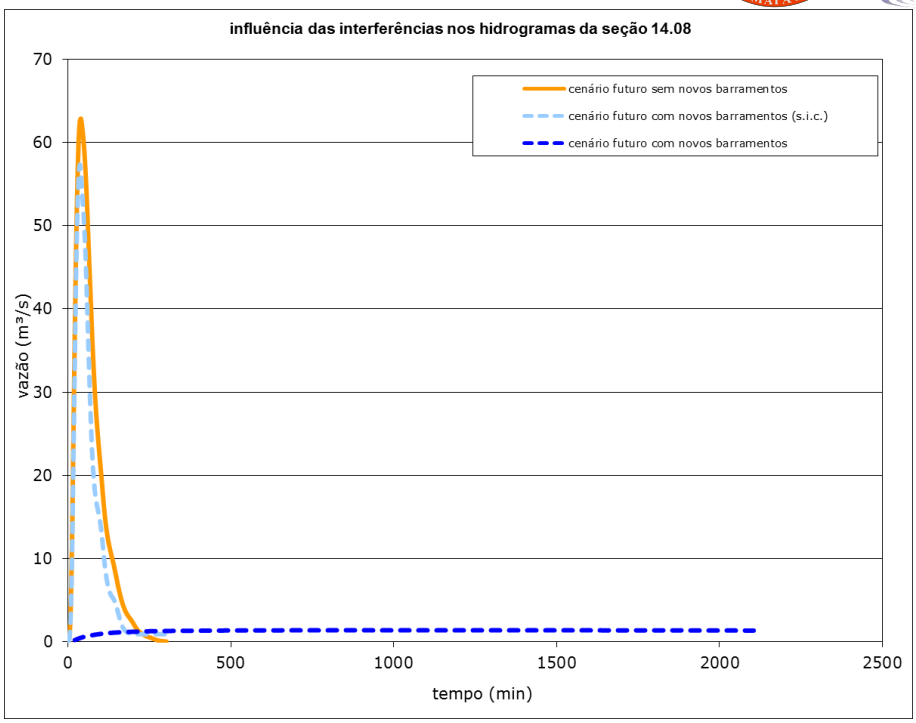


Figura 128 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B026

A barramento B026 reduz o pico de vazão da seção S14.08 de 57,32 m³/s do cenário futuro para 1,42 m³/s, abaixo dos 12,93 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.27. B027 – BARRAMENTO PRÓXIMO A EMPRESA MAUSER DO BRASIL, NOVO

O barramento B027 está vinculado à seção S14.09 da rede hidrográfica modelada e localiza-se próximo à empresa Mauser no Córrego Cascavel.

Figura 129 - Vista aérea do B027

Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

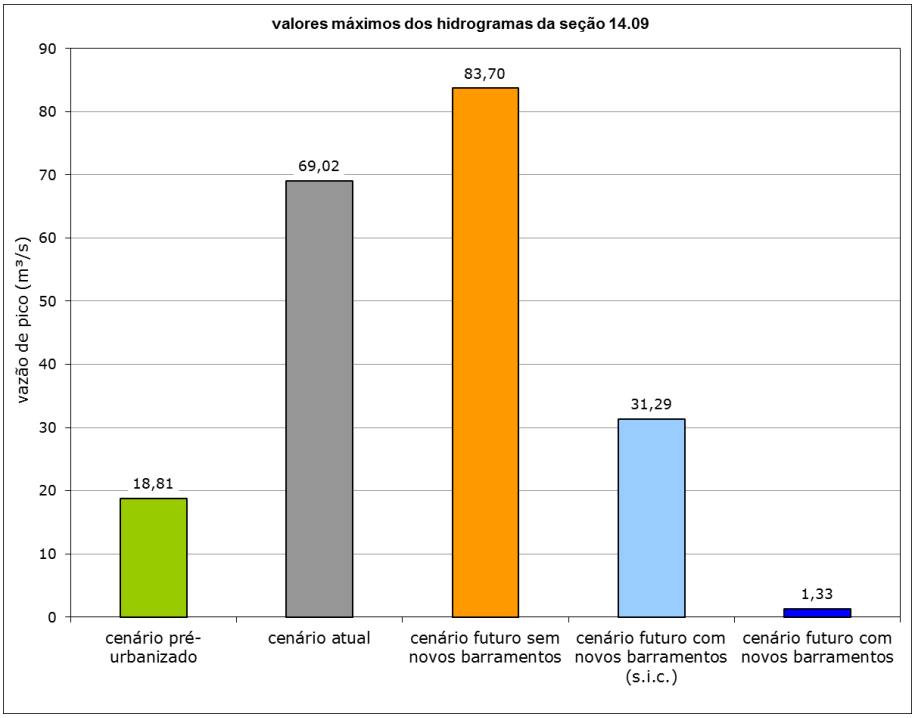


Figura 130 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B027

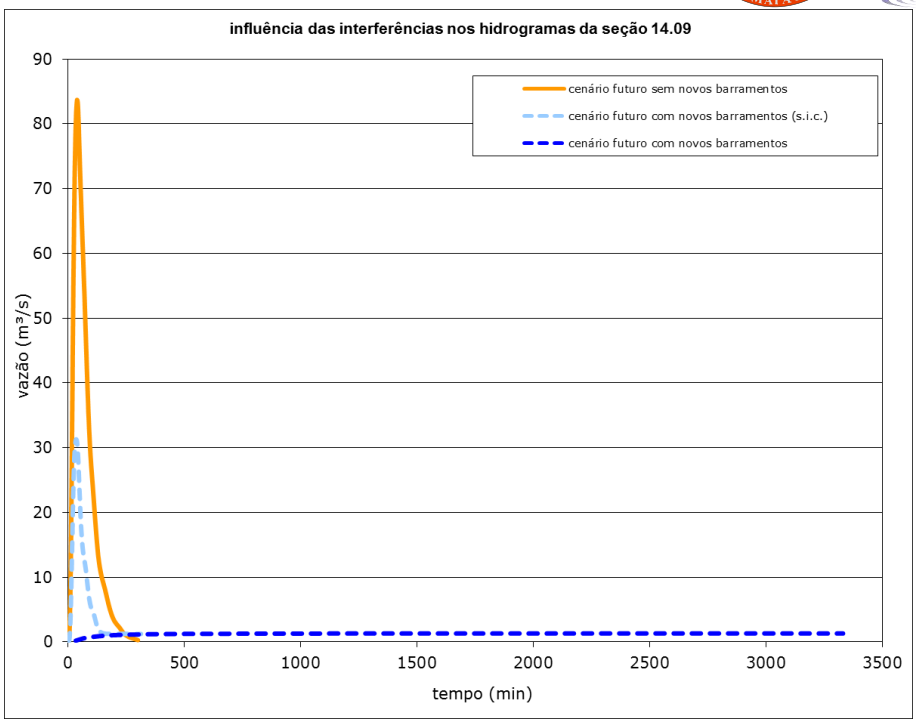


Figura 131 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B027

A barramento B027 reduz o pico de vazão da seção S14.09 de 31,29 m³/s do cenário futuro para 1,33 m³/s, pouco abaixo dos 18,81 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.28. B028 – Barramento da Faculdade Anhanguera de Matão, novo

O barramento B028 está vinculado à seção S14.12 da rede hidrográfica modelada e localiza-se a montante da Av. Marchesan no Córrego Cascavel, próximo à Faculdade Anhanguera de Matão.

Figura 132 - Vista aérea do B028
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

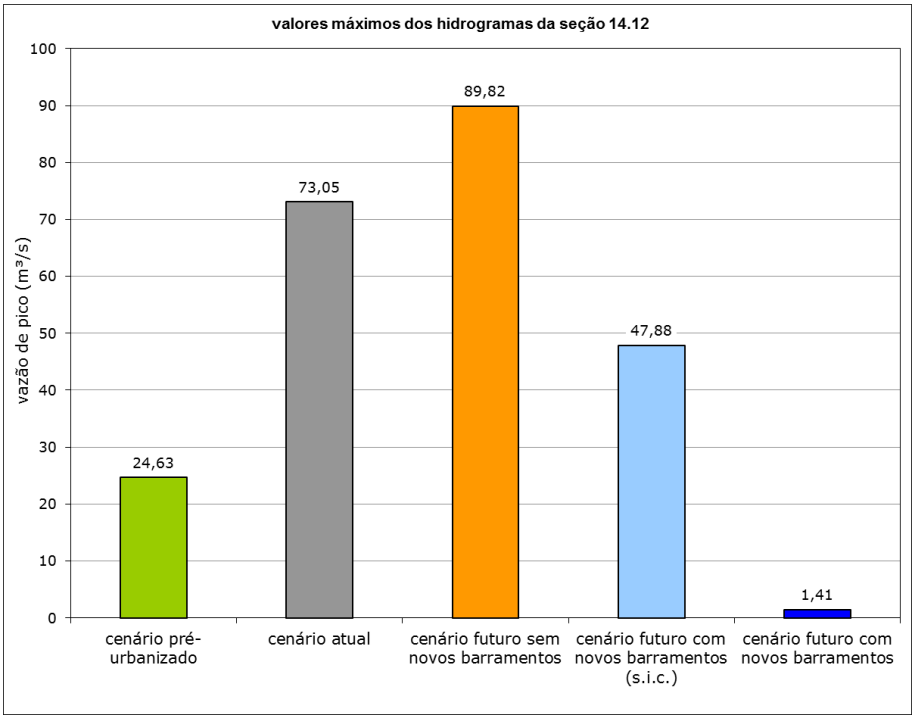


Figura 133 – Resumo dos picos de vazão da seção em que se localiza o barramento B028

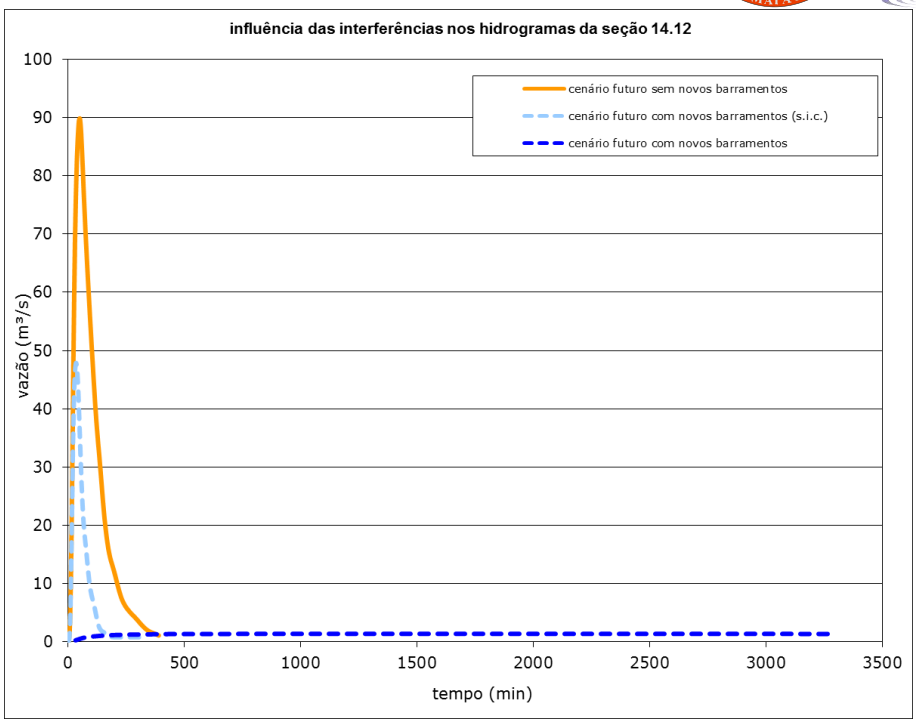


Figura 134 – Hidrogramas do cenário futuro do barramento B028

A barramento B028 reduz o pico de vazão da seção S14.12 de 44,88 m³/s do cenário futuro para 1,41 m³/s, pouco abaixo dos 24,63 m³/s do cenário da pré-urbanização.

10.29. TRECHOS DE CANAL C001 A C011– ADEQUAÇÃO

É imperativo tomar o diagrama unifilar para o entendimento deste tópico.

São os dados básicos do canal e seus trechos:

- Curso d'água: Rio São Lourenço ou São Francisco
- Bairro (localização geral): Centro -> Jardim Pereira -> Vila Maria
- Quantidade de Trechos: 11, C001 a C011
- Vínculo à rede hidrográfica modelada: da S01.07 até S01.18
    - C001: S01.07 ~ S01.08
    - C002: S01.08 ~ S01.09
    - C003: S01.09 ~ S01.10

- C004: S01.10 ~ S01.11
- C005: S01.11 ~ S01.12
- C006: S01.12 ~ S01.13
- C007: S01.13 ~ S01.14
- C008: S01.14 ~ S01.15
- C009: S01.15 ~ S01.16
- C010: S01.16 ~ S01.17
- C011: S01.17 ~ S01.18

- Início/fim: Rua São Lourenço, da rotatória da Av. Padre Nelson Antônio Romão até rotatória da Rua Ludwig Eckes
  - C001: da Av. Nhonho Magalhães até Av. Padre Nelson Antônio Romão
  - C002: da Av. Padre Nelson Antônio Romão até Av. Tiradentes
  - C003: da Av. Tiradentes até Av. 28 de Agosto
  - C004: da Av. 28 de Agosto até Av. XV de Novembro
  - C005: da Av. XV de Novembro até Av. 7 de Setembro
  - C006: da Av. 7 de Setembro até Av, Siqueira Campos
  - C007: da Av, Siqueira Campos até Av. Campos Salles
  - C008: da Av. Campos Salles até Av. Santo Antônio
  - C009: da Av. Santo Antônio até Av. Pref. Laerte José Tarallo mendes
  - C010: da Av. Pref. Laerte José Tarallo mendes até Foz do Córrego do Leão
  - C011: da Foz do Córrego do Leão até Av. Ludwig Eckes
- Aspectos construtivos:
  - canal retangular em concreto com degraus
  - declividade = 2,5 m/km (não é sugestão!)
- Comprimentos:

- C001: 518 m
- C002: 107 m
- C003: 105 m
- C004: 103 m
- C005: 108 m
- C006: 104 m
- C007: 101 m
- C008: 310 m
- C009: 368 m
- C010: 355 m
- C011: 557 m
- total: 2736 m

- Largura interna x altura interna x altura da lâmina d'água:
  - C001: 7,00 x 3,00 x 2,50 m
  - C002: 11,00 x 3,00 x 2,50 m
  - C003: 12,00 x 2,91 x 2,43 m
  - C004: 13,00 x 2,82 x 2,35 m
  - C005: 14,00 x 2,75 x 2,29 m
  - C006: 15,00 x 2,69 x 2,25 m
  - C007: 15,50 x 2,67 x 2,22 m
  - C008: 17,00 x 2,60 x 2,17 m
  - C009: 17,50 x 2,58 x 2,15 m
  - C010: 21,50 x 2,47 x 2,06 m
  - C011: 25,00 x 2,41 x 2,01 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
  - C001: 62,32 m³/s
  - C002: 109,47 m³/s
  - C003: 115,14 m³/s

- C004: 120,61 m³/s
- C005: 126,78 m³/s
- C006: 131,83 m³/s
- C007: 134,97 m³/s
- C008: 144,88 m³/s
- C009: 149,08 m³/s
- C010: 176,24 m³/s
- C011: 199,04 m³/s

Figura 135 - Vista aérea dos trechos de canal C001 a C011
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.30. TRECHO DE CANAL C012, NOVO

São os dados básicos do canal:

- Curso d'água: afluente de margem direita do Rio São Lourenço
- Bairro (localização geral): Jardim Balista
- Quantidade de Trechos: 1, C012
  - Vínculo à rede hidrográfica modelada:
    - C012: S04.02 ~ S04.03
- Início/fim: Afluente da Praça Sizenando Siqueira:

- C012: da Linha Férrea, próx. Praça Sizenando até Foz no Rio São Lourenço

- Aspectos construtivos:
  - canal retangular em gabião com degraus
  - declividade = 2,5 m/km (não é sugestão!)
- Comprimento:
  - C012: 182 m
- Largura interna x altura interna x altura da lâmina d'água:
  - C012: 3,00 x 2,50 x 2,50 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
  - C012: 9,17 m³/s

Figura 136 - Vista aérea dos trechos de canal C012
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.31. TRECHOS DE CANAL C013 E C014, NOVO

São os dados básicos do canal:

- Curso d'água: Córrego Água do Tobias, afluente de margem esquerda do Rio São Lourenço
- Bairro (localização geral): Jardim Santa Rosa
- Quantidade de Trechos: 2, C013 e C0142
  - Vínculo à rede hidrográfica modelada:
    - C013: S11.04 ~ S11.05
    - C014: S11.05 ~ S11.06
- Início/fim:
    - C013: da Av. Ludwig Eckes até Rod. Carl Fischer
    - C014: da Rod. Carl Fischer até Foz no Rio São Lourenço
- Aspectos construtivos:
    - canal retangular em gabião com degraus
    - declividade = 2,5 m/km (não é sugestão!)
- Comprimento:
    - C013: 407 m
    - C014: 169 m
- Largura interna x altura interna x altura da lâmina d'água:
    - C013: 6,50 x 3,00 x 2,50 m
    - C014: 6,00 x 3,00 x 2,50 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
    - C013: 33,30 m³/s
    - C014: 32,79 m³/s

Figura 137 - Vista aérea dos trechos do canal C013 e C014
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.32. TRECHOS DE CANAL C015, C016 E C017, NOVO

São os dados básicos do canal:

- Curso d'água: Córrego Cascavel
- Bairro (localização geral): Jardim Paraíso e Boa Vista
- Quantidade de Trechos: 3, C015, C016 e C017
  - Vínculo à rede hidrográfica modelada:
    - C015: S14.01 ~ S14.02
    - C016: S14.04 ~ S14.05
    - C017: S14.05 ~ S14.06
- Início/fim:
    - C015: da Av. Antônio Gorgatti até Foz de um Curso d'Água

- C016: da Estrada Orlando José Scutti até Travessia Particular da Coinbra-Frutesp
- C017: da Travessia Particular da Coinbra-Frutesp até Foz de um Curso d'Água

- Aspectos construtivos:
  - canal retangular em gabião com degraus
  - declividade = 2,5 m/km (não é sugestão!)
- Comprimento:
  - C015: 331 m
  - C016: 324 m
  - C017: 395 m
- Largura interna x altura interna x altura da lâmina d'água:
  - C015: 2,50 x 2,00 x 2,08 m
  - C016: 5,00 x 3,00 x 2,50 m
  - C017: 6,00 x 3,00 x 2,50 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
  - C015: 5,25 m³/s
  - C016: 25,67 m³/s
  - C017: 30,39 m³/s

Figura 138 - Vista aérea dos trechos do canal C015, C016 e C017
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.33. TRECHOS DE CANAL C018 A C022, NOVOS

São os dados básicos do canal:

- Curso d'água: 5 afluentes sem nome do Córrego Cascavel
- Bairro (localização geral): Boa Vista
- Quantidade de Trechos: 5 separados, C018 a C025
  - Vínculo à rede hidrográfica modelada:
    - C018: S15.01 ~ S15.02
    - C019: S17.01 ~ S17.02
    - C020: S18.01 ~ S18.02
    - C021: S19.01 ~ S19.02
    - C022: S20.01 ~ S20.02
- Início/fim:
    - C018: da Estrada Particular de Acesso ao Sítio São Pedro até Foz no Córrego Cascavel
    - C019: da Via Augusto Bambozzi até Foz no Córrego Cascavel
    - C020: da Via Orlando José Scutti até Foz no Córrego Cascavel

- C021: da Bacia a Montante da Louis Dreyfus até Foz no Córrego Cascavel
- C022: da Barragem da Mauser do Brasil até Foz no Córrego Cascavel

- Aspectos construtivos:
  - canal retangular em gabião com degraus
  - declividade = 2,5 m/km (não é sugestão!)
- Comprimento:
  - C018: 182 m
  - C019: 225 m
  - C020: 1183 m
  - C021: 171 m
  - C022: 300 m
- Largura interna x altura interna x altura da lâmina d'água:
  - C018: 3,50 x 3,00 x 2,50 m
  - C019: 2,50 x 2,00 x 2,08 m
  - C020: 4,00 x 3,00 x 2,50 m
  - C021: 3,00 x 2,50 x 2,50 m
  - C022: 3,50 x 3,00 x 2,50 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
  - C018: 13,94 m³/s
  - C019: 4,72 m³/s
  - C020: 19,05 m³/s
  - C021: 8,53 m³/s
  - C022: 13,85 m³/s

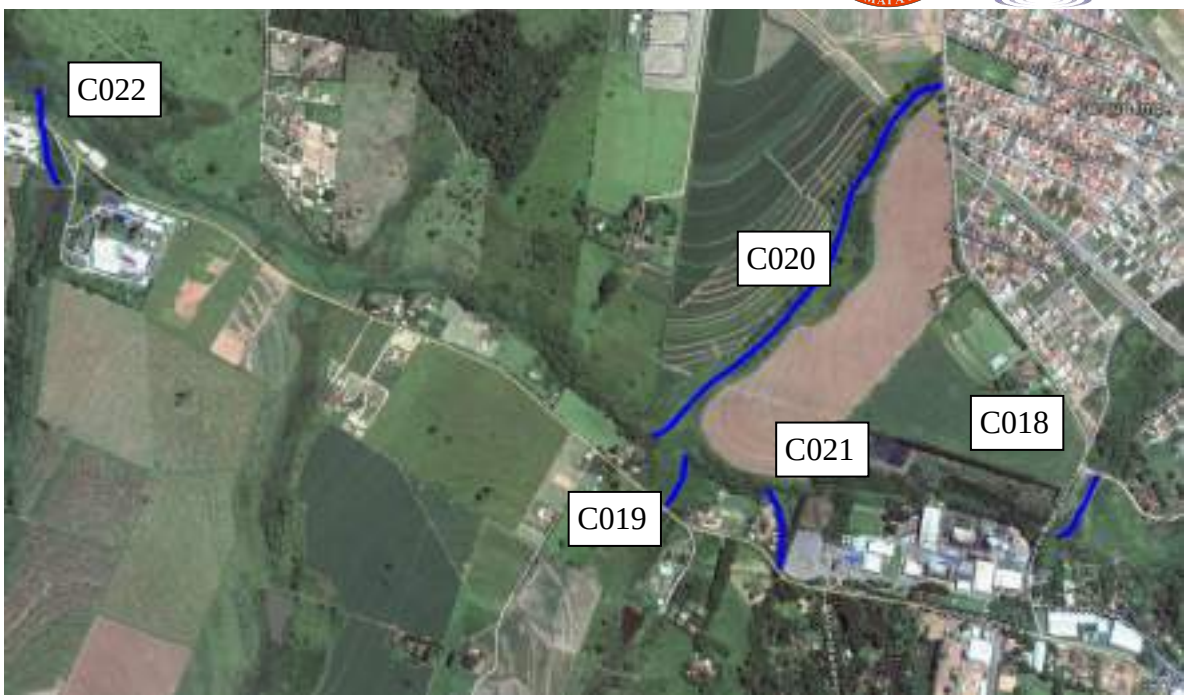


Figura 139 - Vista aérea dos trechos dos canais C018 a C022
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.34. GALERIA DE DRENAGEM G001

São os dados básicos da galeria:

- Curso d'água: afluente sem nome do Rio São Lourenço
- Bairro (localização geral): Jardim do Bosque
- Quantidade de Trechos: 1, G001
  - Vínculo à rede hidrográfica modelada:
    - G001: 04.01 ~ 04.02
- Início/fim:
    - G001: da Porção Central do Parque Sizenando Silveira Leite (desde o Quiosque) até Linha Férrea, próx. ao Parque Sizenando Silveira Leite
- Aspectos construtivos:
    - galeria celular em concreto armado
    - caixas de passagem e poços
    - escada hidráulica

- Comprimento e declividade:
    - G001: 525 m, 1%
- Unidades x Largura interna x altura interna x altura d'água:
    - G001: 2 unid. x 1,50 x 1,50 x 1,20 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
    - G001: 8,47 m³/s

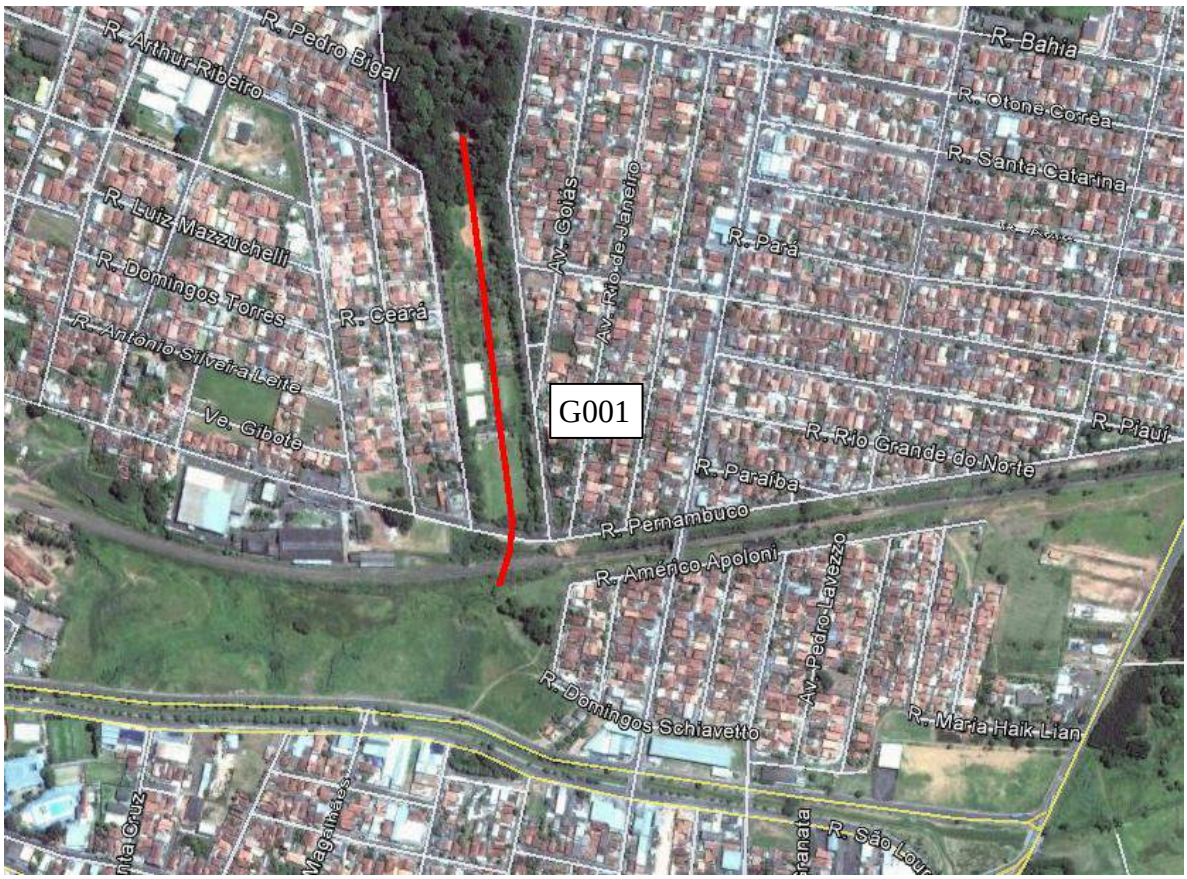


Figura 140 - Vista aérea da galeria proposta G001
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.35. GALERIAS DE DRENAGEM G002 E G003

São os dados básicos da galeria:

- Curso d'água: afluente sem nome do Rio São Lourenço (córrego do Parque Ecológico)
- Bairro (localização geral): Nova Matão
- Quantidade de Trechos: 2, G002 e G003
    - Vínculo à rede hidrográfica modelada:

- G002: S05.01 ~ S05.02
- G003: S05.02 ~ S05.03

- Início/fim:
  - G002: da Av. Alberto Benassi até Rua Itápolis atravessando o Parque Ecológico
  - G003: da Rua Itápolis até Foz no Rio São Lourenço sob a Av. Padre Nelson Antônio Romão
- Aspectos construtivos:
  - galeria celular em concreto armado
  - caixas de passagem e poços
  - G003 com curva suave na foz para desague no Rio Lourenço
- Comprimento e declividade:
  - G002: 715 m, 1%
  - G003: 880 m, 1%
- Unidades x Largura interna x altura interna x altura d'água:
  - G002: 3 unid. x 2,00 x 2,00 x 1,60 m
  - G003: 3 unid. x 2,50 x 2,00 x 1,60 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
  - G002: 37,76 m³/s
  - G003: 45,55 m³/s

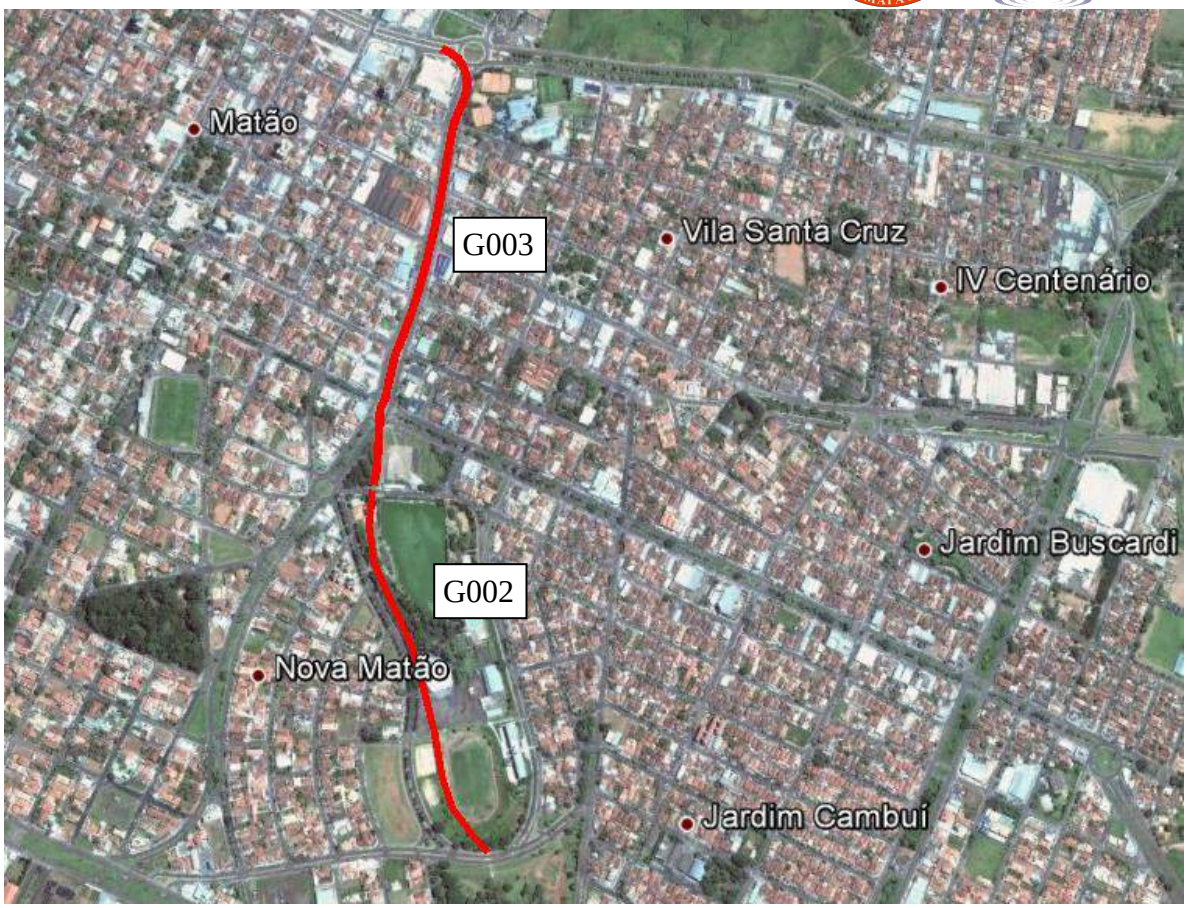


Figura 141 - Vista aérea das galerias propostas G002 e G003
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.36. GALERIA DE DRENAGEM G004

São os dados básicos da galeria:

- Curso d'água: afluente sem nome do Rio São Lourenço
- Bairro (localização geral): Jardim Pereira
- Quantidade de Trechos: 1, G004
  - Vínculo à rede hidrográfica modelada:
    - G004: S06.01 ~ S06.02
- Início/fim:
    - G004: da Av. José Gonçalves até Foz no Rio São Lourenço
- Aspectos construtivos:
    - galeria celular em concreto armado
    - caixas de passagem e poços

- com curva suave na foz para desague no Rio Lourenço

- Comprimento e declividade:
  - G004: 1.160 m, 1%
- Unidades x Largura interna x altura interna x altura d'água:
  - G004: 2 unid. x 2,50 x 2,00 x 1,60 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
  - G004: 28,13 m³/s

Figura 142 - Vista aérea da galeria proposta G004
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

10.37. GALERIA DE DRENAGEM G005

São os dados básicos da galeria:

- Curso d'água: afluente sem nome do Rio São Lourenço
- Bairro (localização geral): Jardim Santa Rosa / Jardim Pereira
- Quantidade de Trechos: 1, G005
  - Vínculo à rede hidrográfica modelada:
    - G005: S11.03 ~ S11.04
- Início/fim:
    - G005: da Rua Achilles Chiozzini até Av. Ludwig Eckes
- Aspectos construtivos:
    - galeria celular em concreto armado
    - caixas de passagem e poços
- Comprimento e declividade:
    - G005: 305 m, 1%
- Unidades x Largura interna x altura interna x altura d'água:
    - G005: 2 unid. x 2,00 x 2,00 x 1,60 m
- Vazão de chegada em cada trecho:
    - G005: 25,12 m³/s

Figura 143 - Vista aérea da galeria proposta G005
Fonte: Google Earth, acesso 13.mai.2013

Os orçamentos estimativos dos barramentos em gabião e em terra e dos canais em gabião e concreto, além das principais galerias foram calculados com base na coleta de algumas informações básicas de anteprojeto e das tabelas de preços unitários do DER/SP.

Os quadros a seguir resumem estes orçamentos.

Os orçamentos estimativos, na íntegra, estão apresentados no anexo.

Quadro 40 – Resumo das características básicas e dos orçamentos dos canais em concreto

canal	comprimento (m)	largura int. (m)	altura (m)	custo (milhões de R$)
C001	518,0	7,0	3,0	2,288
C002	107,0	11,0	3,0	0,773
C003	105,0	12,0	2,9	0,762
C004	103,0	13,0	2,8	0,752
C005	108,0	14,0	2,8	0,775
C006	104,0	15,0	2,7	0,760
C007	101,0	15,5	2,7	0,751
C008	310,0	17,0	2,6	1,616
C009	368,0	17,5	2,6	1,863
C010	355,0	21,5	2,5	1,866
C011	557,0	25,0	2,4	2,840
total				**15,046**

Quadro 41 – Resumo das características básicas e dos orçamentos dos canais em gabião

canal	comprimento (m)	largura int. (m)	altura (m)	reaterro (m³)	custo (milhões de R$)
C012	182	3,00	3,00	0	0,847
C013	407	6,50	3,00	0	1,795
C014	169	6,00	3,00	0	0,913
C015	331	2,50	2,50	0	1,152
C016	324	5,00	3,00	0	1,386
C017	395	6,00	3,00	0	1,705
C018	182	3,50	3,00	0	0,855
C019	225	2,50	2,50	0	0,885
C020	1183	4,00	3,00	0	3,941
C021	171	3,00	3,00	0	0,802
C022	300	3,50	3,00	0	1,202
total					**15,484**

Quadro 42 – Resumo das características básicas e dos orçamentos dos barramentos em gabião ou escavados

canal	comprimento	altura do barramento	área alagada	área escavação	diâmetro equiv. da tubulação	quant. tubos	largura do vertedor	custo (milhões de R$)
B002	224,60	7,50	80222,90	0,00	1750,00	2	36,50	7,780
B003	159,00	5,00	43298,40	0,00	600,00	1	5,00	2,849
B004	202,50	7,50	131773,00	0,00	2000,00	1	19,90	6,972
B005	0,00	3,00	19710,80	19710,80	600,00	1	5,00	0,632
B008	0,00	3,00	21055,40	21055,40	1750,00	1	5,00	0,656
B009	0,00	3,50	6543,48	6543,48	1750,00	1	11,90	0,587
B011	0,00	3,00	44981,60	44981,60	600,00	1	5,00	0,863
B012	151,80	7,50	8614,36	0,00	800,00	1	5,00	5,274
B013	0,00	2,75	32357,60	32357,60	600,00	1	5,00	0,719
B014	150,00	8,90	33056,70	0,00	700,00	1	5,00	6,276
B015	0,00	3,00	22810,40	22810,40	2000,00	2	5,00	0,672
B016	0,00	3,00	26088,80	26088,80	1750,00	2	5,00	0,702
B017	223,00	8,60	19649,00	0,00	600,00	1	5,00	9,030
B019	148,00	8,10	33516,90	0,00	600,00	1	5,00	6,184
B020	130,00	8,90	15644,30	0,00	600,00	1	5,00	5,520
B021	181,00	6,10	27157,70	0,00	600,00	1	5,00	5,022
B025	169,00	5,30	33795,20	0,00	700,00	1	5,00	3,777
B026	141,00	8,60	100926,00	0,00	600,00	1	5,00	5,930
B027	94,00	8,00	70967,40	0,00	600,00	1	5,00	3,512
B028	194,00	9,00	145663,00	0,00	600,00	1	5,00	7,991
Total								**80,947**

Quadro 43 – Resumo das características básicas e dos orçamentos dos barramentos em terra

barramento	comprimento da barragem (m)	altura máx. do barramento (m)	comprimento da crista do vertedor	diâmetro equivalente da galeria	quant. galerias	comprimento da saída de fundo (m)	custo final (R$ milhões)
B018	299,20	16,00	5,0	600	1	90	4,827
B022	234,40	10,00	26,1	1500	2	120	4,858
B024	77,00	10,00	10,4	600	1	60	2,290
Total							**11,976**

Quadro 44 – Resumo das características básicas e dos orçamentos das galerias em concreto armado

canal	comprimento	quant. tubos	diâm. tubo (mm) ou base da galeria (m)	altura da galeria (m)	diâmetro equivalente (mm)	área de demolição (m²)	custo (milhões de R$)
G001	525,00	2	1,5	1,5	1750,0	200	1,249
G002	715,00	3	2,0	2,0	1750,0	500	1,708
G003	880,00	3	2,5	2,0	1750,0	500	2,056
G004	1160,00	2	2,5	2,0	1750,0	500	2,575
G005	305,00	2	2,0	2,0	1750,0	150	0,794
Total							**8,382**

12. HIERARQUIZAÇÃO DAS INTERVENÇÕES EM BARRAMENTOS

A hierarquização das intervenções em drenagem urbana é alvo de grandes discussões e polêmicas entre técnicos e gestores públicos municipais.

A fim de que esse tema não desgaste demasiadamente as partes, cumpre à contratada estabelecer 2 (dois) critérios técnicos não abstratos para se estabelecer a hierarquização das obras neste plano.

A utilização desses 2 (dois) critérios é interativa: a cada priorização de uma obra, obtém-se um novo cenário de possibilidades de obras a serem priorizadas. Esses critérios permitem, portanto, estabelecer um roteiro, não automático, mas único, para a hierarquização de obras.

12.1. PRIMEIRO CRITÉRIO PARA A HIERARQUIZAÇÃO DE BARRAMENTOS

O primeiro critério é este: as obras deverão sempre ser construídas de montante para jusante, independente de sua eficiência, custo ou dificuldades políticas em se conseguir a permuta das áreas ou sua desapropriação.

Este primeiro critério, apesar de implicar em um engessamento dos gestores públicos, ele tem fundamento técnico, como esclarecido a seguir: Os barramentos foram quase todos projetados para operarem em conjunto. A ausência de qualquer barramento de montante tanto reduzirá a eficiência do amortecimento dos picos de vazão dos barramentos de jusante como os colocará em risco, tendo em vista os cálculos dos dispositivos de segurança de cada um.

Por exemplo: Se o barramento B006 for construído antes do barramento B005 e ocorrer, além daquelas condições de uso e ocupação do solo previstas para o cenário futuro, a precipitação dita “decamilenar”, ou seja, de tempo de retorno de 10.000 anos, o volume de esperada o barramento B006 não será, sozinho, capaz de amortecer toda a enchente afluente. O barramento B006 se encherá rapidamente e as águas começarão a verter pelo vertedor. Após

algum tempo, as águas começarão também a verter por todo o barramento B006 e este romperá em poucos min causando grande destruição em todo o vale a jusante.

A exceção consiste em barramentos que poderiam estar em cursos d'água isolados da rede principal. Por ser isolado da rede, sua escolha não seguiria o primeiro critério citado.

Apesar do primeiro critério, a ramificação da bacia hidrográfica do Ribeirão do Jacuba permitiu o projeto de vários barramentos de cabeceira. Estes, por exemplo, não de encaixam no primeiro critério. Daí a necessidade de um segundo critério para a hierarquização de obras.

12.2. SEGUNDO CRITÉRIO PARA A HIERARQUIZAÇÃO DE BARRAMENTOS

O segundo critério está relacionado ao custo x benefício das obras.

O segundo critério é calculado com base no custo das obras nas informações das curvas cota x altura, área x volume de cada barramento e nos resultados das simulações da rede hidrográfica, apresentados nos itens anteriores.

Os barramentos foram escolhidos para precederam uns aos outros conforme um "índice de custo normalizado" que apresentaram. Quanto maior esse índice, mais custosa será a implantação da obra, ou seja, menor será seu benefício para a rede de drenagem.

A normalização de um índice é uma técnica comum para se obter a cada passo de um cálculo de múltiplas variáveis, índices sempre menores ou iguais que a unidade (1). Essa técnica é chamada de técnica Fuzzy.

A normalização do "índice de custo", portanto, é feita pela divisão do índice de custo calculado para cada barramento pelo maior dentre os 7 índices de custo calculados dos 7 barramentos da proposta.

$$\hat{I}_{custo_j} = \frac{I_{custo_j}}{maior_{j=1}^{n} I_{custo_j}}$$

Equação 32 – Normalização do "índice de custo"

O "índice de custo" é uma composição de outros dois índices normalizados: o "índice de custo de reservação normalizado" e o "índice de custo de amortecimento normalizado", na proporção 2:1, ou seja, o "índice de custo de reservação normalizado" terá peso 2 e o "índice de custo de amortecimento normalizado" terá peso 1 no cálculo.

$$I_{custo_j} = 2 \cdot \hat{I}_{custo.reservação_j} + 1 \cdot \hat{I}_{custo.amortecimento_j}$$

Equação 33 – Cálculo do "índice de custo"

O "índice de custo de reservação normalizado" recebeu maior peso que o "índice de custo de amortecimento normalizado" no cálculo do "índice de custo", por que o volume reservado em um barramento tem um impacto mais positivo em toda a rede hidrográfica a jusante que o pico de vazão amortecido local.

O "índice de custo de reservação normalizado" é a normalizado do "índice de custo de reservação".

$$\hat{I}_{custo.reservação_j} = \frac{I_{custo.reservação_j}}{maior_{j=1}^{n} I_{custo.reservação_j}}$$

Equação 34 – Normalização do "índice de custo de reservação"

O "índice de custo de amortecimento normalizado" é a normalizado do "índice de custo de amortecimento".

$$\hat{I}_{custo.amortecimento_j} = \frac{I_{custo.amotecimento_j}}{maior_{j=1}^{n} I_{custo.amortecimento_j}}$$

Equação 35 – Normalização do "índice de custo de amortecimento"

O "índice de custo de reservação" é calculado com base no custo do barramento e no volume de reservação que disponibilizará para a rede hidrográfica na cota da crista de seu vertedor.

$$I_{custo.reservação_j} = \frac{Custo_j}{Volume.crista.vertedor_j - Volume.morto_j}$$

Equação 36 – Cálculo do "índice de custo de reservação"

O "índice de custo de amortecimento" é calculado com base no custo do barramento e no amortecimento dos picos de vazão causado pelo barramento.

$$I_{custo.amortecimento_j} = \frac{Custo_j}{Vazão.máx.sem.barramento_j - Vazão.máxima.com.barramento_j}$$

Equação 37 – Cálculo do "índice de custo de amortecimento"

Este segundo critério permite a escolha do barramento com menor índice de custo normalizado quando, após o cumprimento do primeiro critério, restam mais de um barramento para ser escolhido. já foi satisfeito e há mais de um barramento

12.2.1. ROTEIRO PARA A HIERARQUIZAÇÃO DE BARRAMENTOS

De posse do diagrama unifilar da rede modelada ou mesmo do mapa de propostas de barramentos:

anota-se para cada barramento, todos os números dos barramentos de montante, ou seja, seus pré-requisitos

1) calcula-se os índices do segundo critério para todos os barramentos;
2) toma-se uma listagem de todos os barramentos de cabeceira para o cumprimento do primeiro critério;
3) dessa listagem escolhe-se o barramento que tiver o menor índice de custo normalizado
4) retira-se dessa listagem o barramento escolhido para a lista de barramentos hierarquizada

5) acrescenta-se à listagem todos os barramentos ainda não escolhidos que tiveram seu pré-requisito de implantação atendidos pela retirada do barramento escolhido, se houver.

6) se a listagem possuir mais que dois barramentos, retorna-se ao passo nº. 3, se a lista for unitário, este último barramento será, então, o último barramento a ser implantado.

O quadro a seguir apresenta o cálculo dos índices e a hierarquização dos barramentos.

A hierarquização dos canais segue critério técnico pré-estabelecido. Sua execução deverá ser dar conforme a conveniência da municipalidade, em se observando pontos de erosão e desmoronamento nos cursos d'água. É fato, no entanto, que a execução de canalização é mais adequada quando programada de jusante para montante, para que obras de canalização acima, não aumente as velocidades do escoamento dos cursos d'água e prejudiquem ainda mais os trechos de jusante.

Quadro 45 – Resumo das informações para a hierarquização dos barramentos

barramento	tipo	custo (R$ milhões)	vazão fut. s.i.c. (m³/s)	vazão fut. (m³/s)	vol. armazenado (m³)
B002	gabião	7,78	29,01	23,43	176.687
B003	gabião	2,85	19,78	1,01	80.400
B004	gabião	6,97	34,44	25,34	315.609
B005	escavado	0,63	22,27	3,56	44.569
B008	escavado	0,66	13,99	11,58	15.566
B009	escavado	0,59	15,95	8,18	15.566
B011	escavado	0,86	18,18	0,57	95.331
B012	gabião	5,27	13,00	2,48	19.680
B013	escavado	0,72	17,90	0,63	62.905
B014	gabião	6,28	31,25	2,02	121.624
B015	escavado	0,67	36,46	20,45	48.074
B016	escavado	0,70	24,41	15,58	57.169
B017	gabião	9,03	20,26	1,36	63.126
B018	terra	4,83	106,83	1,80	1.616.189
B019	gabião	6,18	29,09	1,36	99.495
B020	gabião	5,52	16,77	1,42	43.768
B021	gabião	5,02	22,65	1,19	70.885
B022	terra	4,86	158,32	29,23	1.375.878
B024	terra	2,29	17,40	1,51	39.889
B025	gabião	3,78	15,75	1,49	72.054
B026	gabião	5,93	57,32	1,42	325.715
B027	gabião	3,51	31,29	1,33	203.781
B028	gabião	7,99	47,88	1,41	284.087

Quadro 46 – Resumo dos índices calculados para a hierarquização dos barramentos

barramento	índice de amortecimento	índice de amortecimento normalizado	índice de armazenamento	índice de armazenamento normalizado	índice de hierarquização	hierarquização proposta
B002	0,72	0,02	22711,35	0,07	0,09	17
B003	6,59	0,22	28216,47	0,08	0,31	6
B004	1,31	0,04	45265,72	0,14	0,18	18
B005	29,62	1,00	70565,55	0,21	1,21	2
B008	3,67	0,12	23724,12	0,07	0,19	10
B009	13,23	0,45	26508,89	0,08	0,53	5
B011	20,42	0,69	110519,03	0,33	1,02	4
B012	1,99	0,07	3731,58	0,01	0,08	20
B013	24,02	0,81	87488,28	0,26	1,07	3
B014	4,66	0,16	19380,51	0,06	0,22	8
B015	23,81	0,80	71493,92	0,21	1,02	21
B016	12,58	0,42	81427,35	0,24	0,67	22
B017	2,09	0,07	6990,86	0,02	0,09	19
B018	21,76	0,73	334814,85	1,00	1,73	1
B019	4,48	0,15	16088,68	0,05	0,20	9
B020	2,78	0,09	7929,70	0,02	0,12	16
B021	4,27	0,14	14113,64	0,04	0,19	11
B022	26,57	0,90	283221,48	0,85	1,74	23
B024	6,94	0,23	17415,20	0,05	0,29	7
B025	3,78	0,13	19076,12	0,06	0,18	12
B026	9,43	0,32	54928,84	0,16	0,48	13
B027	8,53	0,29	58029,76	0,17	0,46	14
B028	5,82	0,20	35550,38	0,11	0,30	15

13. CRITÉRIOS PARA O PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONTROLE DE VAZÕES E RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

A literatura técnica em drenagem urbana tem demonstrado mais recentemente que os planos diretores de drenagem urbana não poderiam se dar por suficientes se apenas indicarem as obras de reservação e canalização necessárias para a adequação da rede de drenagem ao aumento dos volumes escoados e dos picos de enchente decorrentes da ocupação e impermeabilização do solo.

Não convém aos planos diretores de drenagem urbana instruir a municipalidade sobre assuntos relativos ao uso e ocupação do solo, por entrar em conflito com seus planos diretores municipais (de ocupação e expansão).

Aos planos diretores de drenagem urbana, no entanto, cumpre, sim, o papel de prover aos gestores municipais de instrumentos técnicos efetivos para o controle das vazões máximas escoadas e a manutenção de volumes mínimos de reservação individual, ou seja, de lotes, loteamentos, plantas industriais e outras áreas.

Noutras palavras, a proposição das propostas estruturais deste plano diretor de drenagem urbana não impede, de forma alguma, que a municipalidade passe a exigir dos munícipes, indústrias e empreiteiros a adoção de medidas estruturais próprias, e sem seu terreno, para a atenuação e atraso dos picos de cheias. Tal exigência recairá certamente para novas áreas em ocupação ou para áreas de ocupação já consolidadas, conforme a conveniência e convicção política municipal e exeqüibilidade técnico-financeira.

A implantação dessas medidas estruturais (de detenção ou retenção), no entanto, deverá seguir, dentre as normas e instruções técnicas de construção e segurança vigentes, estes seguintes critérios/conceitos:

- índice de vazão máxima específica
- índice de reservação mínima específica

13.1. ÍNDICE DE VAZÃO MÁXIMA ESPECÍFICA

O conceito de vazão máxima específica, apenas de bastante simples, é extremamente importante e de fácil utilização para os gestores de águas pluviais.

Trata da vazão máxima esperada, por unidade de área e para um cenário de ocupação específico, no exutório de uma determinada área, sub-bacia ou mesmo de uma seção do curso d'água.

Com base nas simulações executadas neste plano, foi possível extrair esse índice em se dividindo os valores dos picos de vazão simulados de cada bacia e seção pelas áreas que as encerram. Os picos de vazão aqui utilizados referem-se àquela duração do evento chuvoso mais crítico para as sub-bacias ou seções, para cada cenário de ocupação/impermeabilização estudado.

Esse índice de vazão máxima específica é chamado de "ômega" em algumas literaturas técnicas disponíveis é definido conforme segue:

$$\Omega = \frac{Q_{pico}}{Área} \quad \rightarrow \quad [\Omega] = 1\,\frac{m^3/s}{km^2} \quad ou \quad 1\,\frac{m^3/s}{ha} \quad ou \quad 1\,\frac{m^3/s}{m^2}$$

O índice de vazão máxima específica deverá fazer referência a um cenário de ocupação/impermeabilização específico.

Assim sendo, o "ômega" de pré-urbanização, por exemplo, será a vazão máxima esperada do exutório de uma determinada sub-bacia, por sua área de drenagem, para o cenário de ocupação/impermeabilização do solo em uma época em que não eram urbanizadas. Continuando o exemplo, esse índice, multiplicado pela área de um determinado loteamento a ser implantado nessa sub-bacia, torna-se a vazão máxima, em m³/s ou L/s, esperada e permitida no exutório da rede de microdrenagem desse loteamento.

A partir do índice de vazão máxima específica, os gestores municipais poderão exigir que os exutórios das redes de drenagem ou microdrenagem de lotes, loteamentos, plantas industriais, bairros e outras áreas, em implantação ou consolidados, não veiculem vazões superiores às calculadas pelo índice.

Essa exigência tem tanto o objetivo de evitar a sobre carga das estruturas hidráulicas como de galerias ou bueiros, por exemplo, mas também de obrigar o proprietário ou empreiteiro da área a ser ocupada a adequar-se adotando medidas estruturais de infiltração e ou atenuação dos picos de enchente.

Esse plano diretor de drenagem urbana recomenda à municipalidade a adoção do índice de vazão máxima específica do cenário da pré-urbanização, que obriguem a redução dos picos de vazão a valores considerados naturais e sustentáveis.

13.2. ÍNDICE DE RESERVAÇÃO MÍNIMA ESPECÍFICA

O conceito de reservação mínima específica em drenagem urbana não é tão elementar como o conceito da vazão máxima específica, mas também configura uma importante ferramenta de gestão em drenagem urbana.

Trata do volume mínimo de reservatórios de detenção ou retenção de águas pluviais, por unidade de área, a ser criado/disponibilizado no exutório de uma área de drenagem ou de forma distribuída, que promoverá, em teoria, uma redução do pico de cheia, como ocorreria para um cenário de menor ocupação/impermeabilização.

Como o índice anterior, o índice de reservação mínima específica deverá ser multiplicado pela área de drenagem de interesse ou de projeto para tornar-se volume de reservação para ser utilizado no dimensionamento de reservatórios de detenção ou retenção.

O cálculo desse índice se deu neste estudo basicamente pela subtração da altura precipitada excedente entre cenários diferentes.

O método de transformação de chuva-deflúvio do NRCS, utilizado na modelagem da rede hidrográfica neste estudo permite realizar, um passo antes do cálculo da vazão de pico de uma bacia, o cálculo da altura precipitada excedente, ou seja, aquela que, não infiltrando, escoa.

O índice de reservação mínima específica é chamado de “psi” em algumas literaturas técnicas disponíveis é definido conforme segue:

$$\Psi = \frac{Volume\ escoado_{cenário\ B} - Volume\ escoado_{cenário\ A}}{Área} \rightarrow$$

$$[\Psi] = 1\frac{m^3}{km^2} \quad ou \quad 1\frac{L}{ha} \quad ou \quad 1\,mm$$

Os cenários A e B deverão ser escolhidos para o cálculo do "psi" que representaria o volume de espera que as estruturas de detenção ou retenção deveriam dispor para que a magnitude do escoamento do cenário A não seja supera pelo cenário B, mais ocupado/impermeabilizado que A, por exemplo.

Essa medida de controle permite que o gestor de águas não mais permita de os passivos da drenagem urbana sejam repassados à municipalidade, mas permaneçam com os proprietários, industriais e empreendedores que desejarem impermeabilizar áreas.

Tal medida de controle não configura uma prática amigável para a municipalidade, mas impede a injusta distribuição das externalidades ambientais da drenagem urbana sejam custeadas pela coletividade.

Como o índice de reservação mínima específica depende da escolha dos cenários A e B, neste estudo há 6 possíveis combinações de índices. São eles:

- $\Psi_{pré \times atual}$: "psi" dos cenários pré-urbanizado x atual
- $\Psi_{pré \times futuro\ imediato}$: "psi" dos cenários pré-urbanizado x futuro imediato
- $\Psi_{pré \times futuro}$: "psi" dos cenários pré-urbanizado x futuro
- $\Psi_{atual \times futuro\ imediato}$: "psi" dos cenários atual x futuro imediato
- $\Psi_{atual \times futuro}$: "psi" dos cenários atual x futuro
- $\Psi_{futuro\ imediato \times futuro}$: "psi" dos cenários futuro imediato x futuro

Esse plano diretor de drenagem urbana recomenda à municipalidade a adoção do $\Psi_{pré \times futuro}$ ("psi" dos cenários pré-urbanizado x futuro"), ou seja, i

índice que obriguem redução dos volumes escoados a valores considerados naturais e sustentáveis.

13.3. RESULTADOS

Os índices de vazão máxima específica (“ômegas”) estão apresentados a seguir.

Os índices de reservação mínima específica (“psis”) estão apresentados a seguir.

Quadro 47 – Índices de vazão máxima e reservação mínima específicas por sub-bacia

sub-bacia	área (km²)	índice de vazão máxima específica (L/s)/ha	índice de reservação mínima específica (m³/ha)
001	0,683	23,0	240,5
002	0,012	98,5	240,9
003	0,275	36,6	251,7
004	0,714	21,4	241,6
005	0,213	85,5	314,6
006	0,280	72,5	387,2
007	0,247	34,4	322,9
008	1,472	27,8	245,0
009	0,801	4,9	511,4
010	0,960	48,4	253,7
011	0,044	98,5	230,9
012	0,614	6,0	493,3
013	0,754	4,9	529,6
014	0,387	5,3	504,8
015	0,109	5,2	529,4
016	0,678	29,2	276,6
017	1,099	35,9	554,0
018	1,827	18,4	425,8
019	0,149	98,5	327,7
020	0,699	53,8	441,7
021	0,034	98,5	302,8
022	0,906	5,0	542,5
023	1,065	81,1	267,6
024	0,937	94,3	200,6
025	0,249	98,5	376,9
026	0,266	93,4	258,4
027	0,238	97,9	411,2
028	0,027	98,5	404,9
029	0,440	92,8	414,7
030	0,473	98,5	319,7
031	0,259	93,2	409,9
032	0,836	92,8	233,3
033	0,207	98,5	404,9
034	0,745	97,0	357,5
035	0,250	98,1	410,2
036	0,543	98,5	300,7

sub-bacia	área (km²)	índice de vazão máxima específica (L/s)/ha	índice de reservação mínima específica (m³/ha)
037	0,200	98,5	404,9
038	0,194	95,5	322,0
039	0,178	96,9	373,8
040	1,469	86,9	176,4
041	0,167	98,5	404,9
042	0,196	98,1	351,3
043	0,341	98,5	404,9
044	0,217	93,6	403,1
045	0,196	94,8	380,1
046	0,207	95,5	416,0
047	0,438	96,4	388,9
048	0,500	82,4	402,4
049	0,772	68,2	486,8
050	1,579	25,5	266,4
051	20,454	11,4	114,9
052	0,413	98,1	331,3
053	0,170	96,0	404,6
054	0,667	14,5	562,7
055	0,117	98,5	404,9
056	0,377	98,4	408,0
057	0,171	97,1	371,3
058	0,059	98,5	360,1
059	0,418	95,9	362,5
060	0,674	89,9	226,9
061	0,345	95,9	157,8
062	1,925	84,5	189,7
063	1,535	82,3	140,5
064	18,069	30,1	146,3
065	0,117	98,5	173,4
066	0,022	98,5	270,7
067	0,507	95,6	324,2
068	0,775	92,7	183,9
069	0,015	98,5	146,1
070	0,539	98,2	242,6
071	0,128	98,5	337,7
072	0,101	95,9	406,9
073	0,560	95,5	415,9
074	0,039	98,5	404,9
075	0,054	98,5	274,3
076	0,207	98,1	239,9
077	1,197	26,8	341,2
078	0,189	97,6	218,9
079	0,268	98,5	212,3
080	0,510	38,2	253,6
081	0,690	32,9	324,8
082	0,318	98,5	230,9
083	0,110	96,3	215,0
084	0,213	98,3	229,7
085	0,293	98,3	212,0
086	0,033	98,5	230,9
087	0,041	98,5	365,5

sub-bacia	área (km²)	índice de vazão máxima específica (L/s)/ha	índice de reservação mínima específica (m³/ha)
088	0,064	98,5	224,5
089	0,025	98,5	224,4
090	0,136	98,5	327,7
091	0,416	40,5	258,3
092	0,249	32,2	238,2
093	0,128	70,2	230,3
094	0,433	95,6	409,0
095	0,408	97,7	235,8
096	0,044	98,5	173,4
097	0,702	95,4	351,1
098	0,382	96,9	238,1
099	0,324	98,5	259,9
100	1,232	70,5	227,6
101	2,102	79,8	138,9

Quadro 48 – Índices de vazão máxima e reservação mínima específicas por seção

seção	área (km²)	índice de vazão máxima específica (L/s)/ha	índice de reservação mínima específica (m³/ha)
01.01	20,454	11,4	154,7
01.02	21,290	10,9	189,6
01.03	23,325	10,8	109,8
01.04	27,166	10,0	212,2
01.05	27,938	10,5	188,9
01.06	28,197	10,6	187,6
01.07	29,203	10,6	192,9
01.08	32,206	10,3	196,6
01.09	32,308	10,1	197,1
01.10	32,514	10,1	198,3
01.11	32,710	10,1	199,6
01.12	32,928	10,0	201,0
01.13	33,124	10,0	202,1
01.14	33,291	9,9	202,6
01.15	33,632	9,9	204,9
01.16	35,276	11,3	214,5
01.17	59,821	14,6	173,2
01.18	60,909	14,3	165,9
01.19	63,060	14,0	175,0
01.20	65,907	14,3	189,9
01.21	65,907	14,1	190,4
01.22	68,390	14,6	211,1
01.23	70,751	14,3	200,4
01.24	72,853	13,9	219,0
02.01	1,579	25,5	266,0
02.02	1,774	28,9	282,3
02.03	1,828	29,4	283,8
03.01	0,863	5,0	530,6
03.02	2,690	13,1	467,2
03.03	3,392	25,7	512,4
03.04	3,541	26,4	511,3
03.05	3,575	25,6	510,7
04.01	0,500	82,4	403,1
04.02	0,527	81,8	418,2
04.03	0,566	80,2	429,8

seção	área (km²)	índice de vazão máxima específica (L/s)/ha	índice de reservação mínima específica (m³/ha)
05.01	0,906	5,0	574,8
05.02	2,005	20,6	586,7
05.03	2,565	29,3	599,7
06.01	0,699	53,8	441,3
06.02	1,444	66,1	500,5
07.01	18,069	30,1	146,9
07.02	20,401	26,6	180,3
07.03	20,819	26,3	185,1
07.04	20,877	26,0	185,7
07.05	23,650	25,1	187,6
07.06	24,026	23,6	192,5
07.07	24,197	23,5	194,9
07.08	24,368	23,0	204,1
08.01	0,667	14,5	562,5
08.02	1,100	41,5	503,0
09.01	1,923	82,9	135,7
09.02	2,331	77,0	156,0
09.03	2,655	69,5	173,1
10.01	0,345	95,9	157,8
10.02	0,389	92,9	146,5
11.01	1,065	81,1	267,2
11.02	1,314	79,5	306,5
11.03	1,552	79,0	311,1
11.04	1,758	76,8	333,0
11.05	2,008	73,1	380,5
11.06	2,023	70,2	378,5
12.01	0,937	94,3	200,3
12.02	1,410	89,6	248,0
12.03	1,954	82,1	303,1
12.04	1,976	80,1	303,3
13.01	1,469	86,9	176,6
13.02	1,585	80,2	184,5
14.01	0,801	4,9	511,8
14.02	1,297	12,9	412,2
14.03	1,842	22,0	386,8
14.04	2,617	19,7	419,9
14.05	2,897	22,4	399,1
14.06	4,122	25,4	355,7
14.07	5,998	23,3	367,3
14.08	6,401	20,2	334,5
14.09	8,776	21,4	307,9
14.10	9,604	19,9	316,3
14.11	12,073	20,1	309,1
14.12	12,263	20,1	329,0
15.01	0,614	6,0	492,3
15.02	0,639	7,3	456,7
16.01	0,683	23,0	241,2
16.02	0,695	23,5	242,9
17.01	0,275	36,6	252,6
17.02	0,317	41,8	280,1
18.01	0,387	5,3	504,8
18.02	1,065	18,8	398,5
19.01	0,714	21,4	241,1

seção	área (km²)	índice de vazão máxima específica (L/s)/ha	índice de reservação mínima específica (m³/ha)
19.02	0,747	22,7	243,0
20.01	0,960	48,4	254,6
20.02	1,003	47,0	254,8
21.01	1,925	84,5	190,2
21.02	2,307	77,2	186,7

14. PRINCÍPIOS DO CONTROLE DA DRENAGEM URBANA

O crescimento urbano das cidades brasileiras tem provocado impactos significativos na população e no meio ambiente. Também em Matão, esses impactos vêm deteriorando a qualidade de vida da população devido ao aumento da frequência e do nível das inundações, prejudicando a qualidade da água e acrescendo a presença de materiais sólidos no escoamento pluvial.

Esses problemas são desencadeados principalmente pela forma como a cidade está se desenvolvendo: com planejamento urbano inadequado, deficiência no controle do uso do solo, ocupação de áreas de risco e dispondo de sistemas de drenagem impróprios.

É fácil assimilar que o aumento da densidade da ocupação urbana acarrete a necessidade de reinvestir em Infra-estrutura, a saber: água, esgotos, energia elétrica e sistema viário. Esse princípio deve também aplicar-se à drenagem urbana. À medida que a cidade vai ocupando os seus espaços vazios e impermeabilizando a superfície das bacias, impõe-se a necessidade de resgatar o passivo que existe no sistema de águas pluviais e de prevenir para que no futuro este continue viável.

Em suma, urge a adoção de conceitos de controle de drenagem urbana!

Para a implantação de padrões de controle que busquem uma visão de desenvolvimento sustentável no ambiente urbano, é necessário um Plano Diretor de Macrodrenagem Urbana Sustentável - PDDUS.

Nesse plano devem ser tratados assuntos como a caracterização do desenvolvimento de um local, planejamento da drenagem urbana em etapas, vazões e volumes máximos para várias probabilidades de ocorrência, verificação da possibilidade de utilização de reservatório para amortecimento de cheias (critérios de dimensionamento, tamanhos, localização, condições de escoamento), medidas para melhorar a qualidade da água e regulamentações pertinentes. Todos esses itens devem ser desenvolvidos em consistência com

objetivos secundários como recreação pública, limpeza, proteção pública e recarga subterrânea.

Com relação à drenagem urbana, pode-se dizer que existem duas condutas que **tendem a agravar** ainda mais a situação:

- Os projetos de drenagem urbana implantados têm como filosofia escoar a água precipitada o mais rapidamente possível para jusante. Esse critério aumenta em várias ordens de magnitude a vazão máxima, a freqüência e o nível de inundação de jusante;
- As áreas ribeirinhas, que o rio utiliza durante os períodos chuvosos como zona de passagem da inundação, têm sido ocupadas pela população com construções e aterros, reduzindo a capacidade de escoamento. A ocupação dessas áreas de risco resulta em prejuízos evidentes quando o rio inunda seu leito maior.

Para alterar esta tendência é necessário adotar **princípios de controle de enchentes** que considerem o seguinte:

- O aumento de vazão devido à urbanização não deve ser transferido para jusante;
- Deve-se priorizar a recuperação da infiltração natural da bacia, visando à redução dos impactos ambientais;
- A bacia hidrográfica deve ser o domínio físico de avaliação dos impactos resultantes de novos empreendimentos, visto que a água não respeita limites políticos;
- O horizonte de avaliação deve contemplar futuras ocupações urbanas;
- As áreas ribeirinhas somente poderão ser ocupadas a partir de um zoneamento que contemple as condições de enchentes;
- As medidas de controle devem ser preferencialmente não estruturais. Entende-se por medidas não estruturais as que:
- Não implicam na execução de obras;
- Promovem adaptação ao fenômeno das inundações;

- Privilegiam medidas preventivas;
- Envolvem aplicação difusa (na várzea especialmente);
- Apoiam-se em aspectos de caráter sociopolítico (educação, participação pública, legislação, etc.); e
- Têm custos baixos, mas de difícil aplicação.

14.1. IMPACTOS NA DRENAGEM URBANA DEVIDO À ATUAL POLÍTICA DE DESENVOLVIMENTO

Historicamente, Matão tem aplicado recursos na área de drenagem urbana de maneira desorganizada para solucionar problemas. As intervenções na drenagem natural compreendem:

- Ocupação do leito maior dos cursos d'água;
- Pontes e estradas que obstruem o escoamento;
- Redução de seções por aterros;
- Obstrução e assoreamento dos cursos d'água e canais artificiais; e
- Projetos e obras inadequadas.

O prejuízo da má aplicação desses recursos é dobrado, pois além de não resolver o problema, deixa um passivo para as novas gerações de cidadãos.

Além disso, é importante salientar a necessidade de serem implantadas medidas de gerenciamento dos recursos hídricos. A finalidade é minimizar os custos futuros com drenagem urbana, tendo em vista que o Plano Diretor do município permite que, em qualquer zona de ocupação, 90% da área seja impermeabilizada.

Basicamente, as inundações em zonas urbanas do município ocorrem por dois fatores, isoladamente ou em conjunto, a saber:

14.1.1. IMPACTOS NAS ÁREAS RIBEIRINHAS

A drenagem natural de uma bacia, geralmente possui dois leitos: o leito menor, por em que as águas escoam na maior parte do tempo e o leito maior que ocupam nas cheias, em regra a cada dois anos.

As inundações ocorrem, principalmente, pelo processo natural, no qual o rio ocupa o seu leito maior, de acordo com os eventos chuvosos extremos, Figura 144.

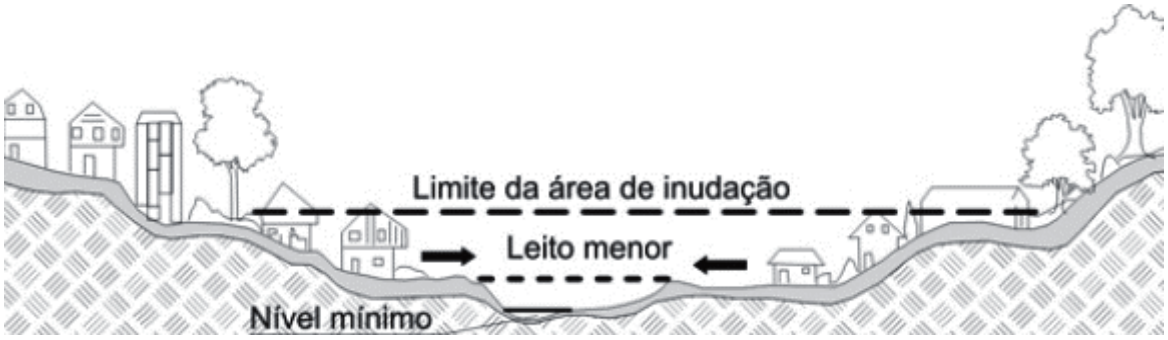


Figura 144 - Leito maior e menor de um curso d'água
Fonte: SCHUELER - 1987

Os impactos sobre a população são causados principalmente pela ocupação inadequada do espaço urbano. Essas condições ocorrem, em geral, devido às seguintes ações:

- Como no Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano e Ambiental, da quase totalidade das cidades brasileiras, não existe nenhuma restrição quanto ao loteamento de áreas com risco de inundação, a sequência de anos sem inundações é razão suficiente para que empresários loteiem áreas inadequadas;
- Invasão de áreas ribeirinhas, que pertencem ao poder público, pela população de baixa renda;
- Ocupação de áreas de médio risco, que são atingidas com frequência menor, mas que quando o são, provocam prejuízos significativos.

Os principais impactos sobre a população são:

- Prejuízos de perdas materiais e humanas;
- Interrupção da atividade econômica das áreas inundadas;
- Contaminação por doenças de veiculação hídrica como leptospirose, cólera, entre outras; e
- Contaminação da água pela inundação de depósitos de material tóxico, estações de tratamentos e outros equipamentos urbanos.

14.1.2. IMPACTOS DEVIDO A URBANIZAÇÃO

Matão é um município totalmente urbano. Isso acarreta impactos diretos violentos:

- No ciclo hidrológico modificando todo o balanço hidrológico com relação á situação pré-desenvolvimento; e
- Sobre o ecossistema aquático, aumentado a temperatura da bacia, aumentando a produção de sedimentos sólidos, degradando a qualidade da água pluvial e contaminando os aquíferos.

O desenvolvimento urbano modifica a cobertura vegetal, provocando vários efeitos que alteram os componentes do ciclo hidrológico natural.

Com a urbanização, a cobertura da bacia é alterada para pavimentos impermeáveis e são introduzidos condutos para escoamento pluvial, gerando as seguintes modificações no referido ciclo, Figura 145;

- Redução da infiltração no solo;
- O volume que deixa de infiltrar fica na superfície, aumentando o escoamento superficial.

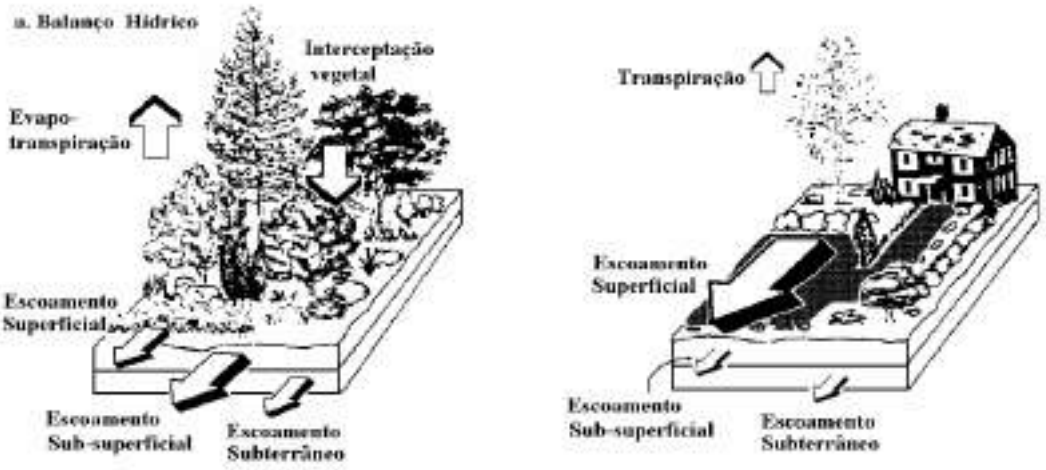


Figura 145 - Balanço Hídrico
Fonte: Departamento de Águas e Esgotos de Porto Alegre

Além disso, como foram construídos condutos para o esgotamento das águas pluviais, é reduzido o tempo de deslocamento com velocidades maiores.

Desta forma as vazões máximas também aumentam, antecipando seus picos no tempo, Figura 146.

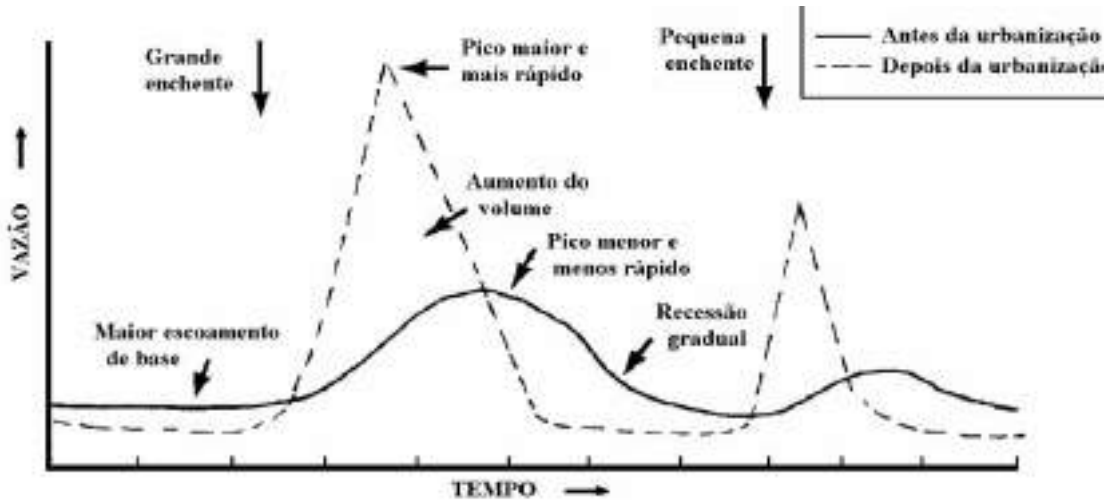


Figura 146 - Hidrograma do escoamento
Fonte: Departamento de Águas e Esgotos de Porto Alegre

Com a redução da infiltração, há uma depleção do nível do lençol freático por falta de alimentação (principalmente quando a área urbana é muito extensa), reduzindo o escoamento subterrâneo. Em alguns casos, as redes de abastecimento de água e de esgotamento cloacal possuem vazamentos que podem alimentar os aquíferos, tendo efeito inverso do mencionado. Esse fato, porém, pode levar à sua contaminação;

- Devido à substituição da cobertura natural, ocorre uma redução da evapotranspiração das folhagens e do solo, já que a superfície urbana não retém água como a cobertura vegetal.

Na Figura 147, ilustra-se a resposta do escoamento na drenagem natural da bacia hidrográfica.

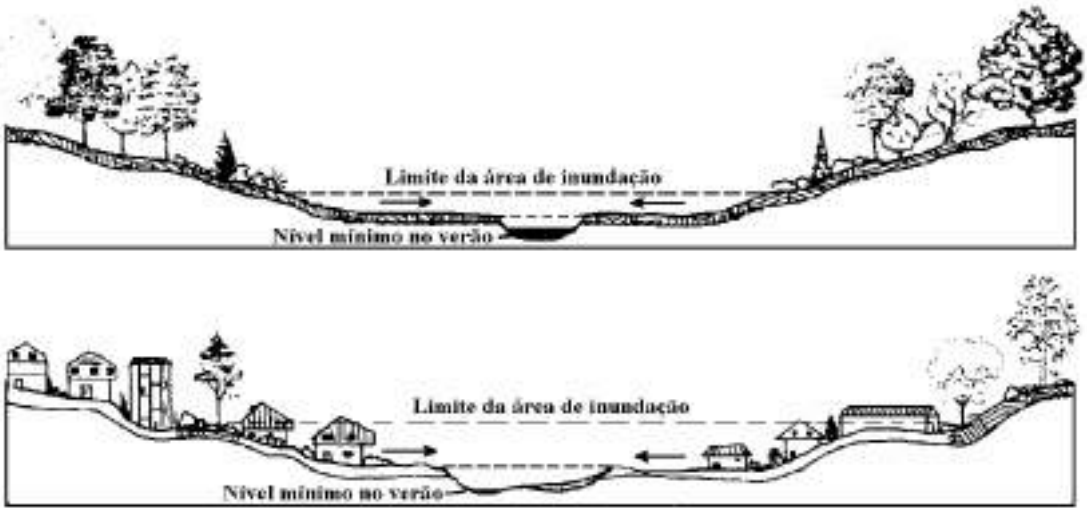


Figura 147 - Resposta da geometria do escoamento
Fonte: Departamento de Águas e Esgotos de Porto Alegre

O aumento da produção de sedimentos provoca as seguintes consequências:

- Assoreamentos das calhas naturais, condutos e lagos da bacia acarretando a diminuição da eficiência do escoamento;
- Carregamento de lixo e poluentes combinados aos sedimentos que são responsáveis pela contaminação das águas e pela incidência de doenças de veiculação hídrica na população;

A qualidade das águas pluviais que chega à rede natural de drenagem depende de vários fatores:

- Da limpeza urbana;
- Da intensidade, distribuição temporal espacial da precipitação;
- Da época do ano; e
- Do tipo de uso do solo urbano.

As principais causas da contaminação dos aquíferos urbanos são consequência de:

- Aterros sanitários ou lixões cujos líquidos percolados atinjam áreas de recarga de aquíferos contaminando as águas subterrâneas;
- Disposição de esgotos domésticos em fossas sépticas ou negras; e

- Perdas de parte dos volumes transportados em coletores e emissários de esgotos.

14.2. LIMITAÇÕES DAS ATUAIS MEDIDAS DE CONTROLE

As limitações das medidas de controle frequentemente usadas no Brasil, baseadas na transferência de escoamento para controle das inundações urbanas, são caracterizadas a seguir.

14.2.1. DRENAGEM URBANA

A canalização de riachos, rios urbanos ou uso de galerias para transportar rapidamente o escoamento para jusante, priorizando o aumento da capacidade de escoamento de algumas seções, não consideraram os impactos que são transferidos. Este processo produz a ampliação da vazão máxima com duplo prejuízo, fazendo com que haja necessidade de novas construções, que não resolvem o problema, apenas o transferem.

Mesmo considerando que a solução escolhida deva ser a canalização (rios, condutos e galerias para a drenagem secundária), o custo desta solução, em alguns casos, chega a ser muitas vezes maior que o custo de soluções que controlam na fonte a ampliação da vazão devido à urbanização.

Como em drenagem urbana o impacto da urbanização é transferido para jusante, ou seja: quem produz o impacto geralmente não é o mesmo que sofre o impacto. Portanto, para um disciplinamento do problema é necessário à interferência da ação pública através da regulamentação e do planejamento.

14.2.2. ÁREAS RIBEIRINHAS

A política de controle das inundações nas áreas ribeirinhas tem sido de construir obras de proteção, que geralmente representam custos muitos altos para toda a comunidade.

Quando as obras de proteção de inundações não são construídas, os prejuízos ocorrem nos anos mais chuvosos. Nessa situação, a política é a de fornecer recursos para atender aos flagelados. Esses recursos chegam aos municípios na forma de fundos não reembolsáveis e é desnecessário realizar

concorrência pública para o seu gasto. Considerando que as áreas de risco geralmente são ocupadas por população de baixa renda, com essa política dificilmente haverá processo preventivo de planejamento do espaço de risco.

14.3. PRINCÍPIOS DO CONTROLE DA DRENAGEM URBANA

Os princípios a seguir caracterizados visam evitar os problemas descritos no item anterior. Estes princípios são essenciais para o bom desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana, a saber:

- O Plano Diretor de Drenagem Urbana Sustentável (PDDUS) deve fazer parte do Plano de Desenvolvimento Urbano e Ambiental (PDDUA) da cidade. A drenagem faz parte da infraestrutura urbana, portanto, deve ser planejada em conjunto com os outros sistemas, principalmente os planos de controle ambiental, esgotamento sanitário, disposição de material sólido e tráfego;
- O escoamento durante os eventos chuvosos não pode ser ampliado pela ocupação da bacia, tanto num simples loteamento, como nas obras de macrodrenagem existentes no ambiente urbano. Isto se aplica desde a um simples aterro urbano, à construção de pontes, rodovias e ao adensamento da ocupação urbana. O princípio é de que cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural.
- O Plano de controle da drenagem urbana deve contemplar todas as bacias hidrográficas sobre as quais a urbanização se desenvolve. As medidas não podem reduzir o impacto de uma área em detrimento de outra, ou seja, os impactos de quaisquer medidas não devem ser transferidos. Caso isso ocorra, deve-se prever uma medida mitigadora.
- O Plano deve prever a minimização do impacto ambiental devido ao escoamento pluvial através da compatibilização com o planejamento do saneamento ambiental, controle do material sólido e a redução da carga poluente nas águas pluviais.
- O Plano Diretor de Drenagem Urbana Sustentável, na sua regulamentação, deve contemplar o planejamento das áreas a serem

desenvolvidas e o adensamento das áreas atualmente loteadas. Depois que a bacia, ou parte dela estiver ocupada, dificilmente o poder público terá condições de responsabilizar aqueles que estiverem ampliando a cheia. Portanto, se a ação pública não for realizada preventivamente, através do gerenciamento, as conseqüências econômicas e sociais futuras serão muito maiores para todo o município.

- Nas áreas ribeirinhas, o controle de inundações é realizado através de medidas estruturais e não estruturais, que dificilmente estão dissociadas.
    - As medidas não estruturais são as que:
        - Não implicam na execução de obras;
        - Promovem adaptação ao fenômeno das inundações;
        - Privilegiam medidas preventivas;
        - Têm aplicação difusa (na várzea especialmente);
        - Apoiam-se em aspectos de caráter sociopolíticos;
        - Investem e educação, participação pública, legislação, etc.; e
        - Resultam em custos baixos, mas de difícil aplicação.
    - As medidas estruturais são obras de engenharia implantadas para reduzir o risco das enchentes. Essas medidas podem ser extensivas ou intensivas. As medidas extensivas são aquelas que agem na bacia, procurando modificar as relações entre precipitação e vazão, como a alteração da cobertura vegetal do solo, que reduz e retarda os picos de enchentes e controla a erosão da bacia. As medidas intensivas são aquelas que agem no rio e podem ser de três tipos:
        - As que aceleram o escoamento: construção de diques e "polders", aumento da capacidade de descarga dos rios e corte de meandros;
        - As que retardam o escoamento: reservatórios e as bacias de amortecimento; e

- As que resultam em desvio do escoamento: são obras como canais e desvios.

As medidas estruturais envolvem grande quantidade de recursos e resolvem somente problemas específicos e localizados. Isso não significa que esse tipo de medida seja totalmente descartável.

A política de controle de inundações, certamente, poderá chegar às soluções estruturais para alguns locais, mas dentro da visão de conjunto de toda a bacia, em que estas sejam racionalmente integradas com outras medidas preventivas (não estruturais) e compatibilizadas com o esperado desenvolvimento urbano.

- O controle deve ser realizado considerando a bacia como um todo e não em trechos isolados;
- Os meios de implantação do controle de enchentes deverão ser o PDDUS, as Legislações Municipal/Estadual e o Manual de Drenagem Urbana de Matão. O primeiro estabelecerá as linhas principais, as legislações controlarão e o Manual de Drenagem Urbana de Matão orientará.
- O controle permanente: o controle de enchentes é um processo permanente; não basta que sejam estabelecidos regulamentos e que sejam construídas obras de proteção; é necessário estar atento às potenciais violações da legislação e na expansão da ocupação do solo de áreas de risco. Portanto, recomenda-se que:
  - Nenhum espaço de risco seja desapropriado se não houver uma imediata ocupação pública que evite a sua invasão; e
  - A comunidade tenha uma participação nos anseios, nos planos, na sua execução e na contínua obediência das medidas de controle de enchentes.
- A educação: a educação de engenheiros, arquitetos, agrônomos e geólogos, entre outros profissionais, da população e de administradores

públicos é essencial para que as decisões públicas sejam tomadas conscientemente por todos;

- O custo da implantação das medidas estruturais e da operação e manutenção da drenagem urbana deve ser transferido aos proprietários dos lotes proporcionalmente à sua área impermeável, que é a geradora de volume adicional, com relação às condições naturais;
- O conjunto desses princípios trata o controle do escoamento urbano na fonte, distribuindo as medidas de controle para aqueles que produzem o aumento do escoamento e a contaminação das águas pluviais; e
- É essencial uma gestão eficiente na manutenção de drenagem e na fiscalização da regulamentação.

14.4. Critérios e Parâmetros para Dimensionamento da Drenagem Pluvial na Fonte

Controle de drenagem na fonte será aqui entendido como o conjunto de ações que exerçam um efeito direto sobre um lote, um condomínio ou outro empreendimento individualizado, estacionamento, parques e passeios.

O município de Matão deverá envidar esforços para que um **Decreto Municipal** estabeleça diretrizes com a finalidade de que os empreendedores de projetos urbanísticos sejam obrigados a prever a execução de dispositivos capazes de evitar, reduzir ou mitigar os impactos da ocupação que implantarem.

O Manual de Drenagem Urbana de Matão, que faz parte do escopo do presente trabalho estabelecerá os critérios para o controle da drenagem pluvial na fonte.

14.5. Tipos de Dispositivos de Redução do Escoamento Superficial

Os tipos de dispositivos que podem ser utilizados são os seguintes:

- Dispositivos que promovem o aumento da área de **infiltração** através de: valos, poços e bacias de infiltração, trincheiras de infiltração ou bacias de percolação, pavimentos permeáveis e mantas de infiltração;
- Dispositivos que **armazenam** temporariamente a água em reservatórios locais;
- Reservação em canal possibilitada com a execução de dispositivos de estrangulamento ao longo do traçado do curso d'água.

O princípio é que a vazão das águas pluviais do lote ou loteamento seja mantida igual ou inferior à vazão de pré-desenvolvimento.

14.6. INFILTRAÇÃO E PERCOLAÇÃO

14.6.1. CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DOS SISTEMAS DE INFILTRAÇÃO OU PERCOLAÇÃO

No projeto da urbanização de uma área, a preservação da infiltração da precipitação permite manter condições mais próximas possíveis das condições naturais. As vantagens e desvantagens dos dispositivos que permitem maior infiltração e percolação são as seguintes:

Vantagens:

- Redução das vazões máximas à jusante;
- Redução do tamanho dos condutos;
- Aumento da recarga do aquífero;
- Preservação da vegetação natural; e
- Redução da poluição transportada para os rios.

Desvantagens:

- Impermeabilização da capacidade de infiltração de algumas áreas pela falta de manutenção;
- Desestabilização de fundações de edifícios sensíveis à saturação do solo; e
- Aumento do nível do lençol freático, atingindo construções em subsolo.

A seguir têm-se um comparativo entre as opções de sistemas de infiltração e percolação

Dispositivo	Características	Vantagens	Desvantagens	Condicionantes físicos para a utilização da estrutura
Planos e Valos de infiltração com drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração de parte da água para o subsolo. Razoavelmente eficiente	Para planos com declividade > 0,1% a quantidade de água infiltrada é pequena e não pode ser utilizado para reduzir a área impermeável; o transporte de material sólido para a área de infiltração pode reduzir sua capacidade de infiltração	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Planos e Valos de Infiltração sem drenagem	Gramados, áreas com seixos ou outro material que permita a infiltração natural	Permite infiltração da água para o sub-solo. Bastante eficiente	O acúmulo de água no plano durante o período chuvoso não permite trânsito sobre a área. Planos com declividade que permita escoamento para fora do mesmo.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Pavimentos permeáveis	Superfícies construídas de concreto, asfalto ou concreto vazado com alta capacidade de infiltração	Permite infiltração da água. Bastante eficiente	Não deve ser utilizado para ruas com tráfego intenso e/ou de carga pesada, pois a sua eficiência pode diminuir.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h.
Poços de Infiltração, Trincheiras de infiltração e bacias de percolação	Volume gerado no interior do solo que permite armazenar a água e infiltrar	Redução do escoamento superficial e amortecimento em função do armazenamento	Pode reduzir a eficiência ao longo do tempo dependendo da quantidade de material sólido que drena para a área.	Profundidade do lençol freático no período chuvoso maior que 1,20 m. A camada impermeável deve estar a mais de 1,20 m de profundidade. A taxa de infiltração do solo quando saturado não deve ser menor que 7,60 mm/h. Para o caso de bacias de percolação a condutividade hidráulica saturada não deve ser menor que 2.10-5 m/s.

Fonte: URBONAS E STAHRE (1993)

14.6.1.1. INFILTRAÇÃO:

Segundo URBONAS E STAHRE (1993), sob as seguintes condições, a disposição de águas pluviais por infiltração não é recomendada:

- Profundidade do lençol freático no período chuvoso menor que 1,20 m, abaixo da superfície infiltrante;
- Camada impermeável a 1,20 m ou menos da superfície infiltrante;
- A superfície infiltrante está preenchida (ao menos que este preenchimento seja de areia ou cascalho limpos); e
- Os solos superficiais e sub-superficiais são classificados, segundo o SCS[14], como pertencentes ao grupo hidrológico D, ou a taxa de infiltração saturada é menor que 7,60 mm/h, como relatado pelas pesquisas de solo do SCS.

Caso o projetista não aceite essas condições, deverá providenciar uma avaliação técnica em separado comprovando a viabilidade do sistema de infiltração, sujeita a aprovação técnica da administração pública.

14.6.1.2. PERCOLAÇÃO

URBONAS E STAHRE (1993) identificam as seguintes condições nas quais não podem ser utilizados as trincheiras de infiltração e percolação:

- Profundidade do lençol freático no período chuvoso menor que 1,20 m, abaixo do fundo do leito de percolação;
- Camada impermeável a 1,20 m ou menos do fundo do leito de percolação;
- O leito de percolação está preenchido (ao menos que este preenchimento seja de areia ou cascalho limpos);

[14] "Soil Conservation Serviços", ou Serviço de Conservação do Solo, do USDA – "United States Departament of Agriculture", ou Departamento de Agricultura dos Estados Unidos da América. O SCS foi renomeado para NRCS – "Natural Resources Conservation Service", ou Serviço de Conservação dos Recursos Naturais.

- Os solos superficiais e subsuperficiais são classificados, segundo o SCS, como pertencentes aos grupos hidrológicos C ou D, ou a condutividade hidráulica saturada dos solos é menor que 2.10^{-5} m/s.

Da mesma forma, caso o projetista não aceite essas condições, deverá apresentar uma avaliação técnica em separado comprovando a viabilidade do sistema de infiltração, sujeita a aprovação técnica da administração pública.

14.6.2. Parâmetros para o Dimensionamento das Estruturas de Infiltração ou Percolação

Se o local é considerado propício para receber a instalação, a fase seguinte a ser considerada é a determinação dos parâmetros e posterior dimensionamento. Para o dimensionamento, os parâmetros considerados são a taxa de infiltração, a condutividade hidráulica saturada e a porosidade efetiva (razão entre o volume de água que pode ser drenada do solo saturado por ação da gravidade somente e o volume total). É difícil generalizar os valores, principalmente os de condutividade hidráulica, por isso recomendam-se testes de campo, utilizando os menores valores medidos para o projeto.

Para a instalação de estruturas em áreas menores a 1000 m², podem ser utilizados os valores de taxas de infiltração, de acordo com a classificação do SCS, conforme o Quadro 4. Para áreas superiores a esta, deve ser realizado um teste de infiltração no local. Para fins de dimensionamento de estruturas de infiltração ou percolação, deve-se utilizar a taxa de infiltração correspondente ao valor de I_b, que corresponde ao estado em que o solo atingiu a saturação.

Quadro 49 - Alguns valores típicos de taxas de infiltração

Tipo de solo	Taxa de infiltração mm/h	
	I0	Ib
A	254,0	25,4
B	203,2	12,7
C	127,0	6,35
D	76,2	2,54

Fonte: SCS (1957)

Segundo a classificação do SCS (SCS, 1957) os tipos de solo mencionados no Quadro 4 são classificados da seguinte forma:

- Solo A: solos que produzem baixo escoamento superficial e alta infiltração. Solos arenosos profundos com pouco silte e argila;

- Solo B: solos menos permeáveis do que o anterior, solos arenosos menos profundos do que o tipo A e com permeabilidade superior à média;
- Solo C: solos que geram escoamento superficial acima da média e com capacidade de infiltração abaixo da média, contendo porcentagem considerável de argila e pouco profundo.
- Solo D: solos contendo argilas expansivas e pouco profundos com muito baixa capacidade de infiltração, gerando a maior proporção de escoamento superficial.
- Em capítulo anterior, foi estudada a pedologia do município, que resultou em um Mapa situando os diversos tipos de solo da bacia do Rio São Lourenço.

Caso o projetista não aceite essas condições, deverá apresentar uma avaliação técnica em separado comprovando a viabilidade do sistema de infiltração, sujeita a aprovação técnica da administração pública.

No Manual de Drenagem Urbana de Matão, esse assunto será tratado com melhor detalhamento.

14.6.2.1. ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS:

Para a estimativa da taxa de infiltração, deve-se realizar uma sondagem a uma profundidade de 0,6 a 1,2 m abaixo do nível inferior do reservatório de pedras a fim de verificar o tipo de solo existente (já que tipos de solos com um percentual superior a 30% de argila ou 40% de silte e argila combinados não são bons candidatos para este tipo de dispositivo).

Para determinar a profundidade do reservatório de pedras, é necessário selecionar o tipo de material a ser utilizado no mesmo. SCHUELER (1987) recomenda o uso de brita 3 ou 4 no reservatório de pedras, conforme Quadro 9, em que é apresentada uma classificação de acordo com as dimensões nominais do material, sendo diâmetro mínimo e abertura da peneira, a qual corresponde uma porcentagem retida igual ou imediatamente superior a 95%.

Quadro 50 - Classificação Nominal da Brita

Material	Peneira	Malha (mm)
Brita 0	9,5	4,8
Brita 1	19	9,5
Brita 2	25	19
Brita 3	50	25
Brita 4	76	50
Brita 5	100	70

Fonte: ARAUJO, et al. (2000)

Para uma brita 3 (comercial), verificou-se valores de porosidade da ordem de 40 a 50% (ARAUJO et al., 2000). Desta forma com os valores de porosidade e volume de água a reter pode-se estimar a profundidade do reservatório de pedras. Aconselha-se, por questões práticas, utilizar profundidade mínimas do reservatório de pedras de 15 cm.

14.6.2.2. BLOCOS VAZADOS:

O módulo de blocos vazados geralmente é construído para que a superfície pronta fique no mesmo nível da superfície adjacente e os blocos fiquem confinados lateralmente. O solo, na base da abertura, não deve ser compactado para evitar uma redução na capacidade de infiltração do terreno. Na base é colocado um filtro geotêxtil, com a finalidade de separar o agregado graúdo do solo, e assim evitar a migração do solo para o reservatório de pedras, quando este estiver na condição de enchimento. O reservatório de pedras é preenchido com brita 3 de granito até o topo, perfazendo uma espessura final mínima de agregado de 15 cm.

Após a compactação do agregado, novamente é colocado um tecido geotêxtil sobre a camada de agregado com a finalidade de prevenir a migração da areia média da camada superior para dentro do reservatório de pedras. Uma camada de 10 cm de areia média é colocada sobre o anterior. Por fim, os blocos vazados são assentados sobre a areia e as juntas e os orifícios dos blocos de concreto são preenchidos com areia e grama.

14.6.2.3. CONCRETO POROSO:

O concreto sem finos deve ser pouco adensável e a vibração só pode ser aplicada por períodos muito curtos, caso contrário a pasta de cimento poderá escorrer para o fundo. Também não se recomenda o adensamento com

soquetes, pois podem resultar massas específicas localizadas elevadas. Para o concreto sem finos não existem ensaios de trabalhabilidade de concretos; somente é possível avaliar visualmente se a camada de revestimento das partículas é adequada. Os concretos sem finos têm baixo valor de coesão; por isso as formas devem ser mantidas até que se tenha desenvolvido uma resistência suficiente. A cura úmida é importante, especialmente em climas secos e com ocorrência de vento devido às pequenas espessuras da pasta de cimento (NEVILLE, 1982). As características do concreto são apresentadas na Quadro 6. A construção das estruturas, utilizando concreto poroso é semelhante à dos blocos vazados, sendo que a única diferença está no revestimento superficial, que deve ser de concreto poroso com espessura de 15 cm.

Quadro 51 - Características dos concretos finos para agregados de 9,5 a 19 mm

Relação cimento/ agregado em volume	Relação água/ cimento em massa	Massa específica (kg/m³)	Resistência à compressão - 28 dias (MPa)
1:6	0,38	2020	14
1:7	0,40	1970	12
1:8	0,41	1940	10
1:10	0,45	1870	7

Fonte: MCINTOSH, BOTTON E MUIR (1995) apud NEVILLE (1982)

Quadro 52 - Experimentos em superfícies urbanas

Superfície	Declividade (%)	Coeficiente de escoamento	Taxa final de infiltração (mm/h)	Precipitação simulada (mm/h)
Gramado	1 a 9	0,54 a 0,58	19 a 23	110 a 142
Chão batido	1,3	0,92 a 0,95		110 a 120
Paralelepípedo antigo	2 a 11	0,88 a 0,95		113 a 128
Paralelepípedo novo	4	0,58 a 0,63	18 a 23	114 a 124
Blockets	2	0,83 a 0,85	10 a 14	116 a 127

Fonte: GENZ (1994)

O uso de pavimentos permeáveis pode eliminar a necessidade de caixas de captação e tubos de condução da água, pois o dispositivo praticamente não gera escoamento.

Nos quadros Quadro 52 e Quadro 53 são apresentados valores de coeficientes de escoamento obtidos para diferentes superfícies urbanas.

Quadro 53 - Resultados das simulações de chuva nas superfícies

Variáveis (*)	Solo Compactado	Concreto	Bloco de Concreto	Paralelepípedo	Bloco Vazado
I (mm/h)	112	110	116	110	110
P(mm)	18,66	18,33	19,33	18,33	18,33
Q(mm)	12,32	17,45	15,00	10,99	O,5
C	0,66	0,95	0,78	0,60	0,03

Fonte: ARAUJO, et al (2000)

Em que: I = intensidade da precipitação; P = precipitação total mm; Q = escoamento total (mm); C = coeficiente de escoamento.

O uso de pavimentos permeáveis pode eliminar a necessidade de caixas de captação e tubos de condução da água, pois o dispositivo praticamente não gera escoamento.

14.6.2.4. MANTAS DE INFILTRAÇÃO

As mantas de infiltração são semelhantes às trincheiras, sendo que as mantas são cobertas pelo solo ou por alguma outra superfície infiltrante, Figura 148. Como o sistema é completamente enterrado, a superfície do solo pode ser usada para outras finalidades.

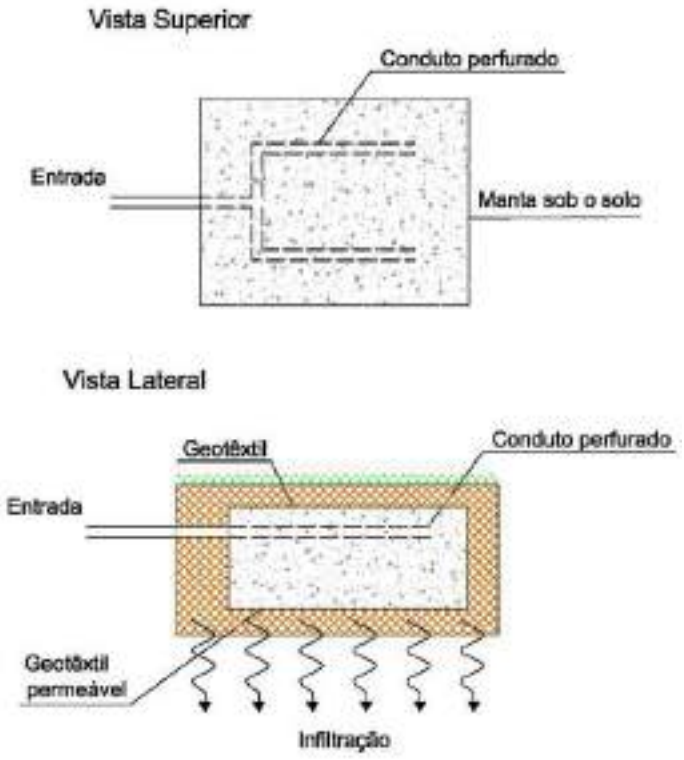


Figura 148 - Mantas de Infiltração
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

A disposição final da água normalmente é feita de maneira pontual. Um geotêxtil permeável é utilizado para separar o material de preenchimento do material que cobre o dispositivo. A mesma separação deve ser feita entre o material de preenchimento e o solo sub-superficial. Condutos perfurados ou porosos distribuem a água que vem da fonte pontual, que em geral é um conduto tradicional. Recomenda-se colocar armadilhas para sedimentos de óleos. A freqüência de limpeza mínima deve ser de um ano. Uma das desvantagens deste tipo de estrutura é a manutenção que é difícil, bem como também o monitoramento da sua eficiência. Assim, quando há suspeitas do comprometimento da eficiência da estrutura, a mesma deve ser substituída.

14.6.3. Descrição e Critérios para Pavimentos Permeáveis e Sistemas de Infiltração em Planos

URBONAS E STAHRE (1993) classificam os pavimentos permeáveis basicamente em três tipos

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

A camada superior dos pavimentos porosos (asfalto ou concreto) é construída de forma similar aos pavimentos convencionais, mas com a retirada da fração da areia fina da mistura dos agregados do pavimento. Segundo SCHUELLER (1987), os pavimentos permeáveis são compostos por duas camadas de agregados (uma de agregado fino ou médio e outra de agregado graúdo) mais a camada do pavimento permeável propriamente dito.

O princípio de funcionamento da estrutura é de fazer com que o escoamento infiltre rapidamente na capa ou revestimento poroso (espessura de 5 a 10 cm), passe por um filtro de agregado de 1,25 cm de diâmetro e espessura de aproximadamente 2,5 cm e vá para uma câmara ou reservatório de pedras mais profundo com agregados de 3,8 a 7,6 cm de diâmetro.

A capa de revestimento permeável somente age como um conduto rápido para o escoamento chegar ao reservatório de pedras. Assim, a capacidade de armazenamento dos pavimentos porosos é determinada pela profundidade do reservatório de pedras subterrâneo.

No caso de blocos de concreto vazados, eles devem ser assentados acima de uma camada de base granular (areia), sob a qual devem ser colocados filtros geotêxteis para prevenir a migração da areia fina para a camada granular.

O pavimento permeável poderá ser utilizado como um poço de detenção, utilizando para isso uma membrana impermeável entre o reservatório e solo existente. O sistema deverá prever o esgotamento do volume num período de 6 a 12 horas. A metodologia para dimensionamento dos pavimentos permeáveis é a mesma utilizada para o dimensionamento de sistemas de infiltração em planos, e está apresentada ao final deste item.

A utilização dos pavimentos permeáveis, em um contexto geral, pode proporcionar uma redução dos volumes escoados e do tempo de resposta da bacia para condições similares às condições de pré-desenvolvimento. Em alguns casos, dependendo das características do subsolo, o resultado obtido com a utilização deste tipo de estrutura pode levar à condições melhores que as de pré-desenvolvimento. Para atingir este grau de eficiência, no entanto, a estrutura deve ser utilizada racionalmente, respeitando seus limites físicos, e há necessidade de manutenção preventiva (de preferência trimestralmente), evitando assim o seu entupimento.

Os principais problemas que estes tipos de dispositivos podem apresentar são:

- Quando a água drenada é fortemente contaminada, haverá impacto sobre o lençol freático e o escoamento subterrâneo;
- Falta de controle na construção e manutenção que podem entupir os dispositivos tornando-os ineficientes.

14.6.4. DESCRIÇÃO E CRITÉRIOS DE PROJETO PARA SISTEMAS QUE INFILTRAM NA BASE E NAS LATERAIS

14.6.4.1. BACIAS DE INFILTRAÇÃO

Trata-se de uma área de solo circundada por uma margem ou contenção que retém as águas pluviais até que estas infiltrem através da base e dos lados, Figura 149. Em geral são escavadas, mas podem ser aproveitadas pequenas encostas já existentes no terreno.

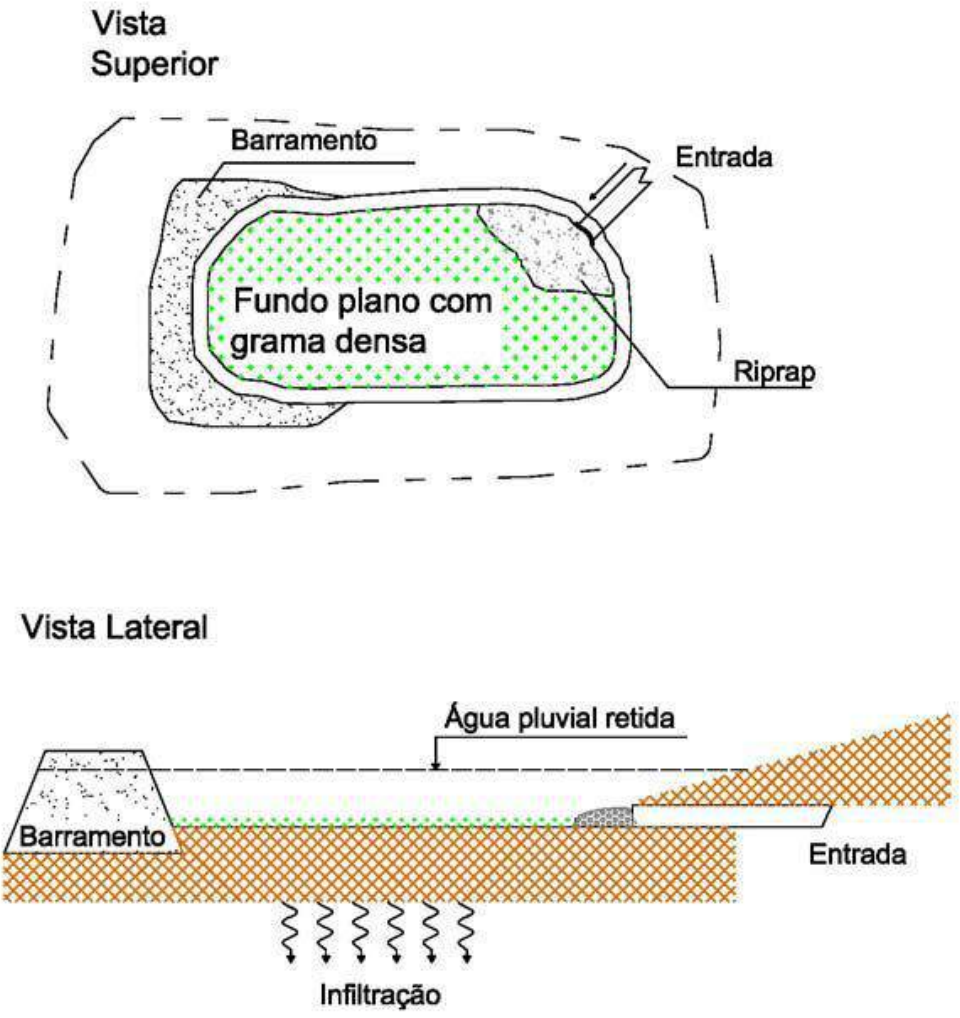


Figura 149 - Bacia de Infiltração
Fonte: Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

Podem ser utilizadas para, parcialmente, atenuarem picos de cheias juntamente com a função principal de estimular a infiltração. Quando o solo permite bastante infiltração, pode ocorrer uma subida não desejada e não prevista do lençol freático, causando falha do dispositivo, pois ocorre uma

diminuição da capacidade de infiltração. O projetista deve tentar estimar esta subida do nível de água subterrâneo quando a área da superfície infiltrante for menor que 50% da área impermeável tributária. Esses dispositivos apresentam uma tendência a perderem rapidamente a sua capacidade de infiltração (URBONAS E STAHRE, 1993).

No Manual de Drenagem Urbana de Matão, esse assunto será tratado com melhor detalhamento.

14.6.4.2. VALOS DE INFILTRAÇÃO

Estes são dispositivos de drenagem lateral, muitas vezes utilizados paralelos às ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais, entre outros, Figuras 150 e 151. Esses valos concentram o fluxo das áreas adjacentes e criam condições para uma infiltração ao longo do seu comprimento, de forma que eles também podem agir como canais, armazenando e transportando água para outros dispositivos de drenagem.

Para facilitar ainda mais a infiltração, podem ser instaladas pequenas contenções ao longo do comprimento, transversalmente ao sentido do escoamento. URBONAS E STAHRE (1993) recomendam isto quando a declividade for maior ou igual a 2%. Neste caso, o funcionamento dos valos se assemelha ao das bacias de infiltração. Esse dispositivo funciona, na realidade, como um reservatório de detenção, à medida que a drenagem que escoa para o valo é superior à capacidade de infiltração. Nos períodos com pouca precipitação ou de estiagem, ele é mantido seco. Permite também a redução da quantidade de poluição transportada para jusante. Na Figura 151, é apresentada uma vista geral, mostrando sua aplicação. Na Figura 152, pode-se ver um caso especial, em que o valo vem acompanhado de um dispositivo de infiltração. Também são apresentados elementos para construção desse tipo de valo.

O método de dimensionamento é o tridimensional, de CIRIA (1996). O método serve somente para o caso de não haver escoamento, ou seja, o valo não funcionar como canal. No caso de valos de infiltração com escoamento

livre, é apresentado outro método de dimensionamento (URBONAS E STAHRE, 1993).

A Figura 153 formada por um pequeno dique transversal ao escoamento.

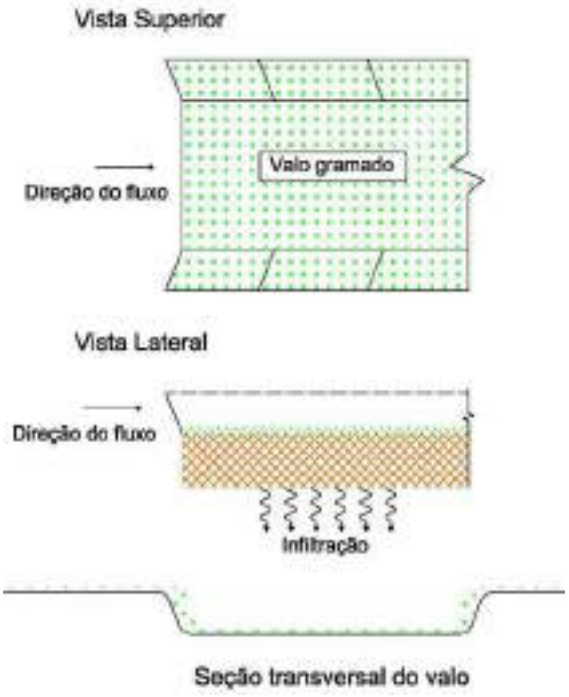


Figura 150 - Valo de Infiltração
Fonte: Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

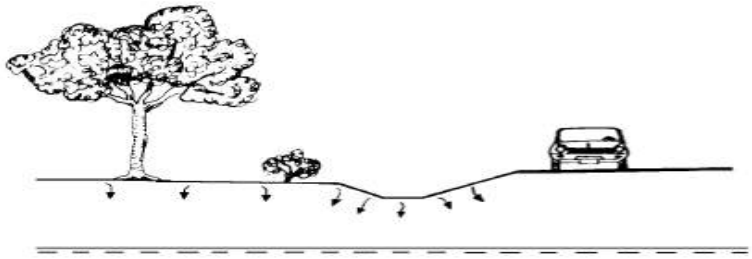


Figura 151 - Vista do Valo de Infiltração
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

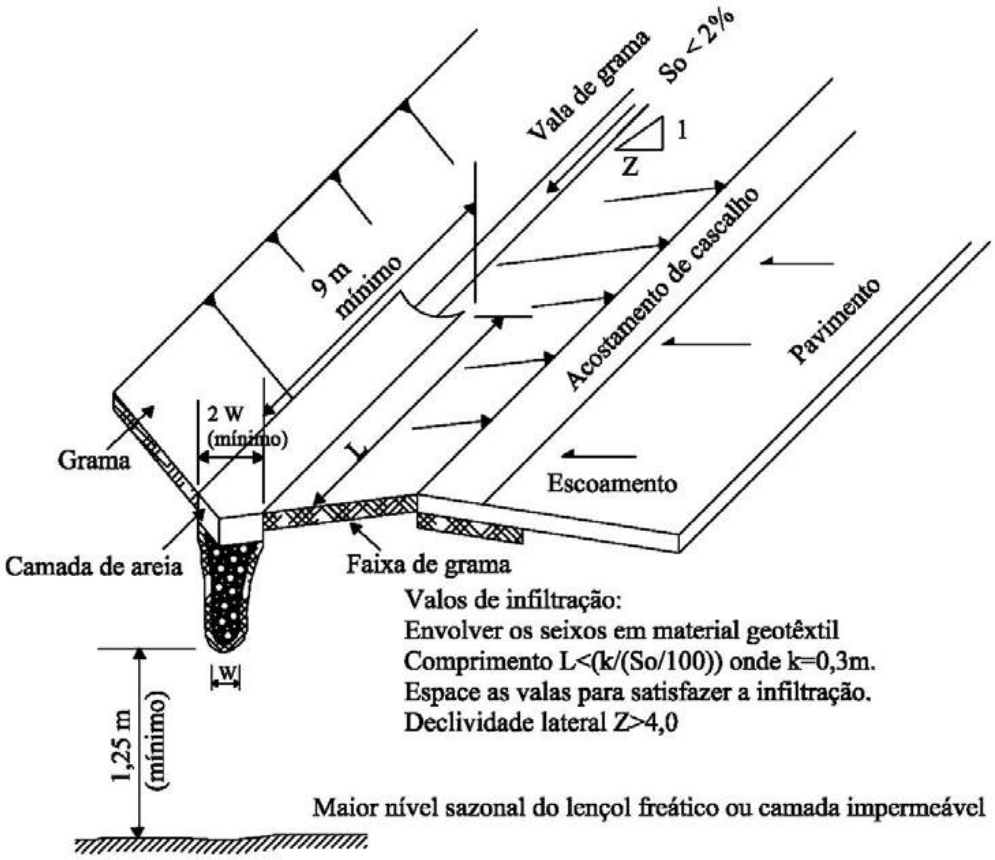


Figura 152 - Detalhe construtivo do valo com dispositivo de percolação
Fonte: URBONAS E STAHRE, 1993

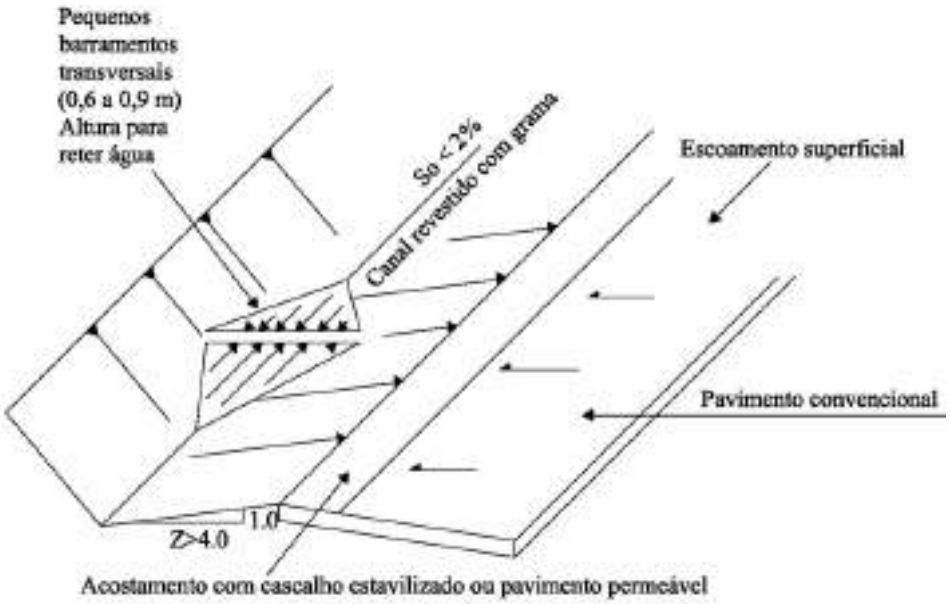


Figura 153 - Detalhe de um valo de infiltração com uma contenção
Fonte: URBONAS E STAHRE, 1993

14.6.4.3. POÇOS DE INFILTRAÇÃO

Consiste de uma escavação em forma cilíndrica ou retangular com uma estrutura ou preenchimento de pedras para manter a forma da escavação. Em locais maiores, vários poços podem ser conectados. Quando da ocorrência de um evento, parte da água fica armazenada, enquanto parte infiltra na base e nas laterais (CIRIA, 1996). Podem ser construídos de anéis de concreto perfurado, pré-moldados, etc.

Na Figura 154, há um exemplo em formato cilíndrico. Na Figura 155, há outra opção, em forma de trincheira, sendo semelhante a uma trincheira de infiltração.

Os dispositivos para retenção de sedimentos na entrada do dispositivo devem ser limpos regularmente, com frequência maior quando a área for grande ou com muita presença de material que possa causar obstrução.

A metodologia de dimensionamento foi apresentada anteriormente para estruturas tridimensionais.

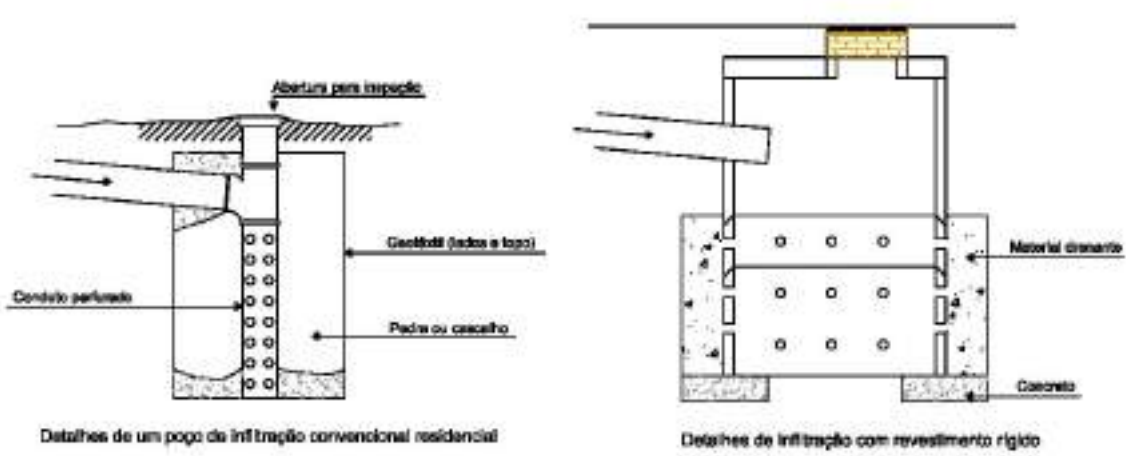


Figura 154 - Poço de Infiltração
Fonte: CIRIA, 1996

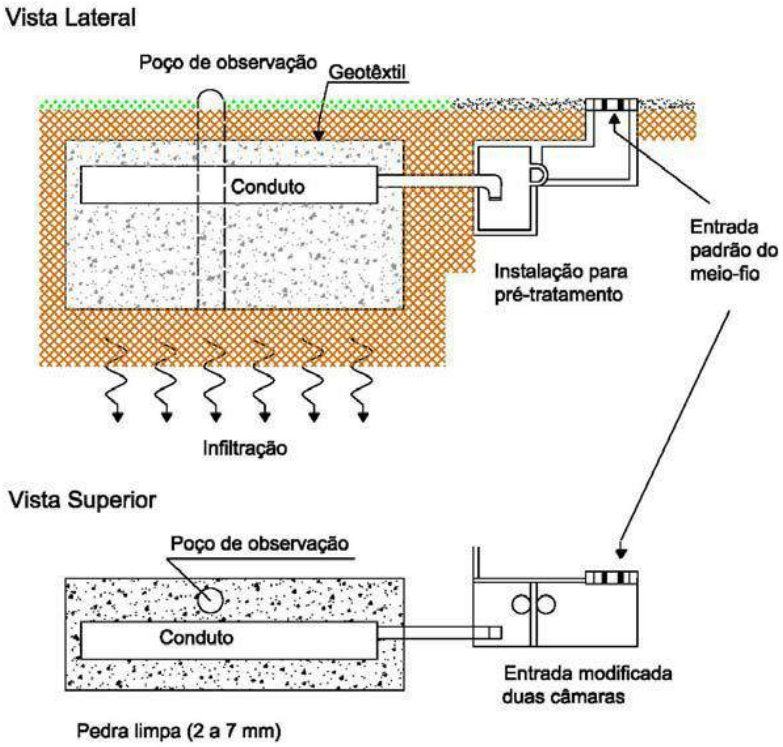


Figura 155 - Poço de Infiltração em Forma de Trincheira
Fonte: CIRIA, 1996

14.6.4.4. BACIAS DE PERCOLAÇÃO OU TRINCHEIRA DE INFILTRAÇÃO

Os dispositivos de percolação dentro de lotes permitem, também, aumentar a recarga e reduzir o escoamento superficial. O armazenamento depende da porosidade e da percolação. As bacias são construídas para recolher a água do telhado e criar condições de escoamento através do solo. Essas bacias são construídas removendo-se o solo e preenchendo-o com cascalho, que cria o espaço para o armazenamento. De acordo com o solo, é necessário criar-se maiores condições de drenagem. Na Figura 156, é apresentado um exemplo e o detalhe construtivo de um tipo de bacia. Para o solo argiloso com menor percolação, é necessário drenar o dispositivo de saída.

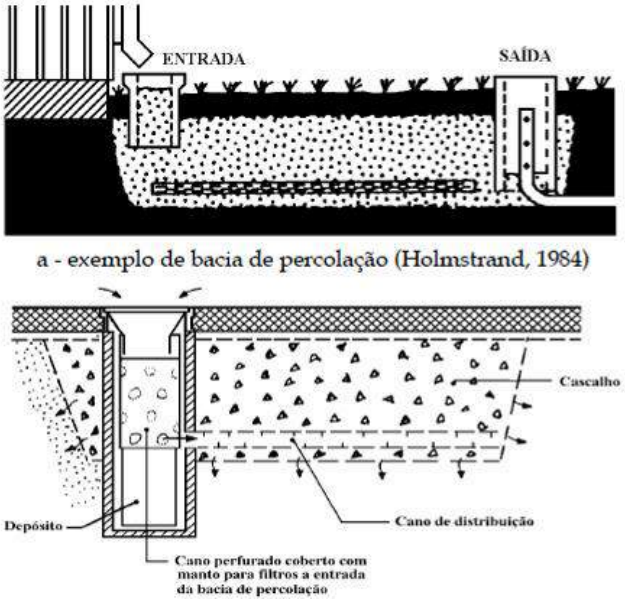


Figura 156 - Bacia de percolação
Fonte: HOLMSTRAND, 1984

A principal dificuldade encontrada com o uso desse tipo de dispositivo é o entupimento dos espaços entre os elementos pelo material fino transportado, portanto é recomendável o uso de um filtro de material geotêxtil. De qualquer forma, é necessária a sua limpeza após algum tempo (URBONAS E STAHRE, 1993). HOLMSTRAND (1984) utilizou esses dispositivos no interior de lotes, como mostra a Figura 156. Para o dispositivo em solo argiloso, não foram observadas grandes mudanças no lençol freático após alguns anos. O coeficiente de escoamento estimado para um ano de análise foi de 0,35, equivalente ao de áreas naturais da região estudada.

Um tipo de trincheira de infiltração é mostrado na Figura 157.

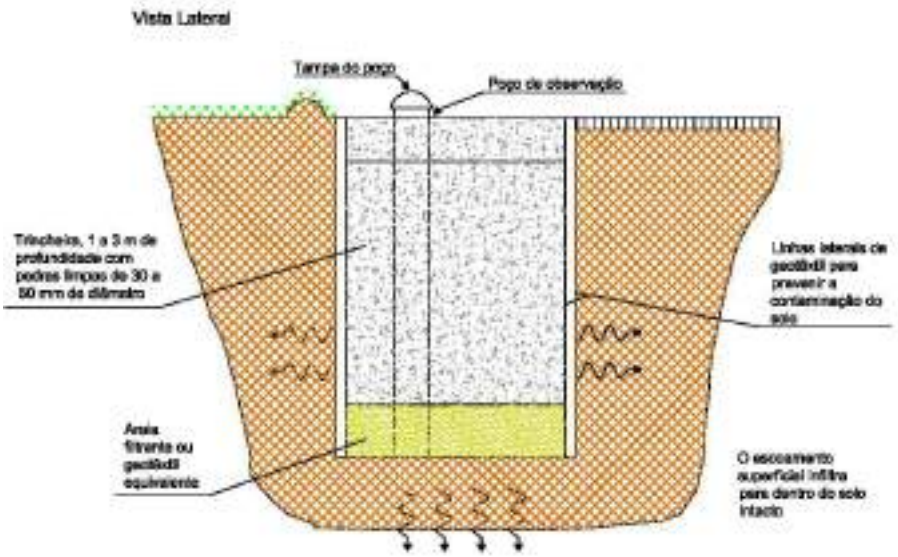


Figura 157 - Trincheira de infiltração
Fonte: CIRIA, 1996

No "Manual de Drenagem Urbana de Matão" o assunto será mais detalhado.

14.7. DISPOSITIVOS DE ARMAZENAMENTO

O efeito do armazenamento no escoamento no hidrograma de pequenas áreas pode ser observado na Figura 158. O escoamento das superfícies urbanas tem pequeno tempo de concentração em lotes em virtude das pequenas áreas. O hidrograma tende a apresentar um patamar de escoamento para precipitações altas de duração média. O efeito do volume na retenção é de diminuição do pico, como mostra a referida figura.

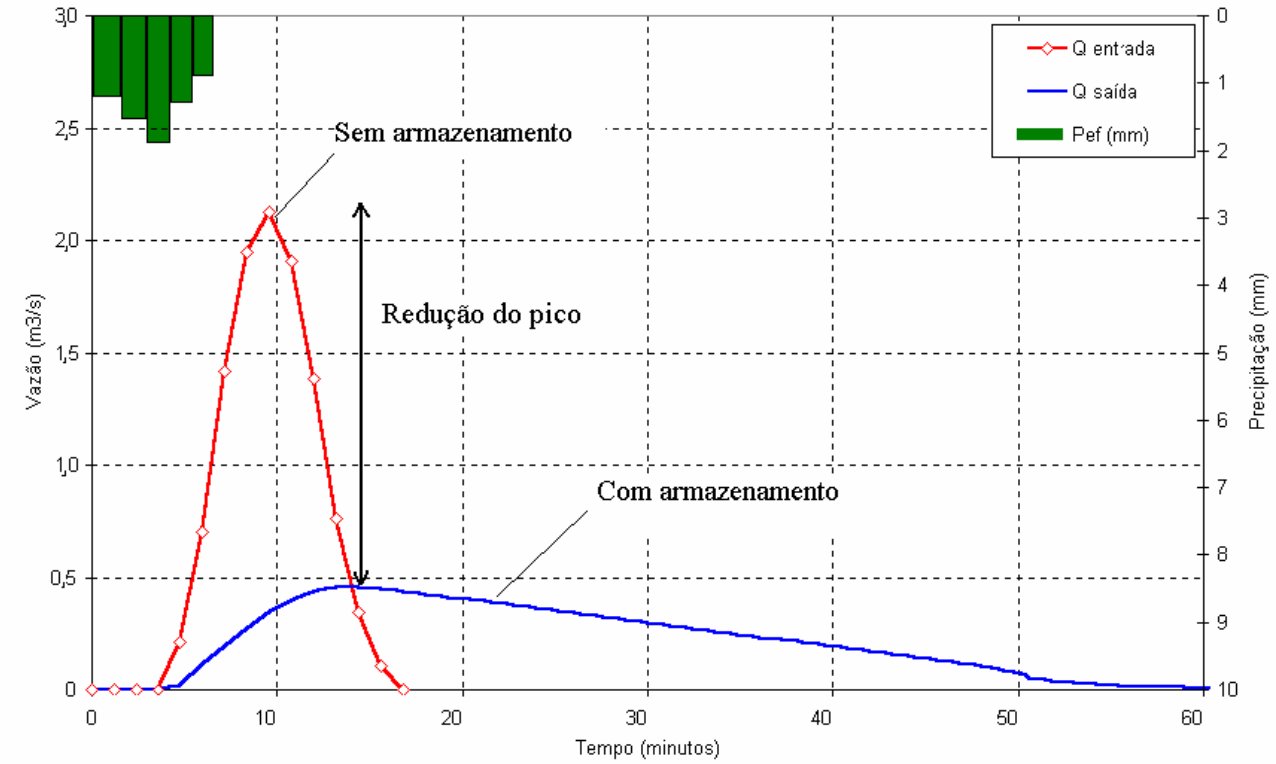


Figura 158 - Hidrogramas típicos de pequenas áreas urbanas, em que o tempo de concentração é muito pequeno

Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

O armazenamento pode ser efetuado em pequenos reservatórios distribuídos no lote, em passeios, gramados, estacionamentos e áreas esportivas. Portanto, o armazenamento no lote pode ser utilizado para amortecer o escoamento, em conjunto com outros usos, como abastecimento de água, irrigação de grama e lavagem de superfícies ou de automóveis. Na Figura 159 (a) pode-se observar um pátio com drenagem através de uma grelha que drena para fora do lote e não armazena água; na Figura 159 (b), a grelha está localizada na área gramada, e conforme o esquema, há formação de um reservatório de 2,7 m³, obtido a partir do produto da superfície pela altura (Volume = 6 x 3 x 0,15 = 2,7 m³). Observa-se desta forma que o volume pode ser obtido em diferentes planos do lote. Na Figura 160 é mostrada a fotografia do pátio de uma residência em que foi aplicado este tipo de estrutura (em que os drenos estão assinalados em vermelho), combinada com um sistema de trincheira de infiltração (destacada em cor magenta) que recebe a água proveniente do telhado da residência.

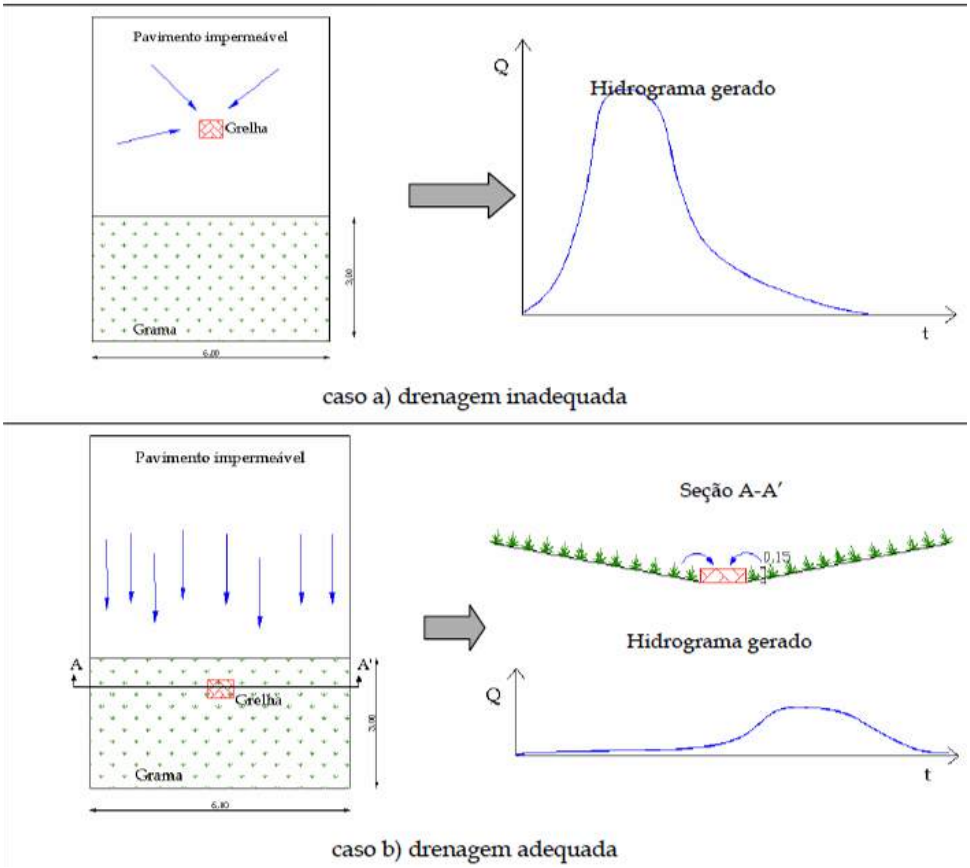


Figura 159 - Efeito da implantação de um sistema de infiltração em uma residência
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

Figura 160 - Casa com sistema de drenagem adequado
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

Como se pode ver, um reservatório para controle na fonte pode ser aberto, utilizando o relevo do terreno, enterrado em concreto, de tijolos ou de pedra. Uma configuração padrão pode ser observada na Figura 161.

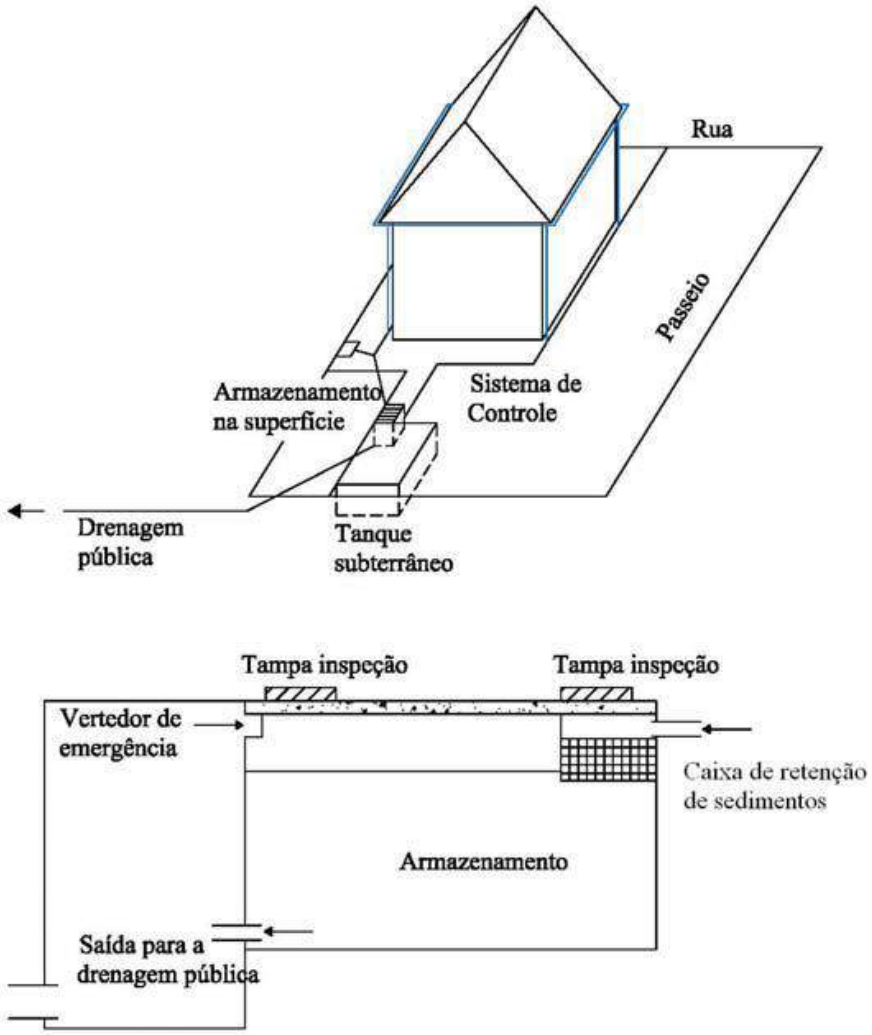


Figura 161 - Detenção na fonte
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

Existe uma infinidade de reservatórios de detenção que podem ser utilizados em um lote. As condições básicas de seu dimensionamento são:

- Limite da vazão de saída da área;
- Volume que permitirá o controle da vazão da saída.

Além da limitação da legislação existem as restrições físicas:

- Cota da rede pluvial;
- Cota do terreno.

Em alguns casos, a cota da rede pluvial limita a profundidade de escavação e a cota em que o conduto de saída deve se posicionar, considerando a sua declividade. Com base nesta profundidade de escavação será determinada a área necessária para atender ao volume do reservatório. Quando não existir esta restrição, pode-se aperfeiçoar as dimensões do mesmo.

Este volume pode ser distribuído de forma enterrada, com abertura para limpeza, ou aberto na forma de gramados ou mesmo áreas pavimentadas, desde que a sua saída atenda a exigência de manutenção da vazão limite na saída do lote.

Geralmente, os dispositivos abertos, quando possível, são os mais recomendados, pois podem se integrar ao paisagismo da área com custo menor que as detenções enterradas, além de facilitar a limpeza das folhagens que a drenagem transporta. Algumas das áreas típicas que podem ser utilizadas para detenção na fonte são: áreas de estacionamento, parques e passeios.

Nos itens a seguir é descrita a metodologia para dimensionamento das estruturas de armazenamento proposta para a cidade de Matão conforme detalhado no Manual de Drenagem Urbana de Matão. A metodologia apresentada a seguir compreende uma fase de verificação hidráulica, visto que a simples determinação do volume necessário, através do decreto acima mencionado, não garante o adequado funcionamento hidráulico da estrutura.

Outro dispositivo para restringir a entrada do volume excedente para o sistema de drenagem é o telhado verde. Tal sistema de controle nos telhados, conforme relata CANHOLI (2005), pode ser obtido por meio de calhas e condutores capazes de armazenar o volume por meio de válvulas especiais, ou ainda conter em sua cobertura material com capacidade de armazenamento, devendo para tanto prever-se a sobrecarga na estrutura do telhado. A água retida neste sistema pode ser reaproveitada, seguindo para tanto os padrões previstos na literatura técnica, em normas especificas e demais instrumentos legais existentes.

Conforme Tomaz (2008), os elementos comuns de um telhado verde são:

- Camada impermeável;
- Sistema de drenagem eficiente;
- Elementos para permitir a vegetação devem ter baixa densidade, boa retenção da água;
- Escolha adequada da vegetação para atender os tempos quentes e frios;
- As espécies de plantas devem ser: vigorosas, tolerantes ao solo seco; gostam do sol e toleram um solo pobre;
- Muitas plantas foram testadas, como Carex Festuca, Stipa e Achillea;
- A camada de solo varia de 150 mm a 300 mm.

O armazenamento em áreas impermeabilizadas, como: estacionamentos, centros de compras, pátios de manobras, subestações, cemitérios, praças públicas e centros esportivos, têm por objetivo retardar o acesso das águas à rede de drenagem.

Figura 162 - Telhado verde do Carrefour em Viena, Áustria
Fonte: Dra. Cristina Bráulio, 2006, presidente da ABRASIP-Minas Gerais

14.7.1. Critérios e Parâmetros para Determinação da Vazão Máxima de Saída do Lote

A vazão específica de pré-desenvolvimento (Q_{pd}) é determinada em Matão a partir da área do lote ou loteamento, para áreas de até 100 ha, segundo a equação:

$$Q_{pd} = \Omega \,.\, A$$

Em que:

Qpd: vazão específica de pré-desenvolvimento (L/s.ha);

Ω: Fator regional, atribuído a Matão e que será determinado em relatório futuro;

A: área do lote ou loteamento (ha).

14.7.2. Critérios e Parâmetros para Determinação do Volume de Armazenamento

O volume de armazenamento para lotes residenciais e comerciais deve ser de 25 mm (equivalente a uma chuva com tempo de retorno de 5 anos e tempo de concentração de 10 min) por metro quadrado de telhado, ou seja:

$$V = 0{,}025 \,.\, A_t$$

Em que:

V: volume de necessário para armazenamento (m³);

A: área de telhado da edificação (m²).

O volume de armazenamento para as áreas de drenagem em áreas industriais e loteamentos menores ou iguais a 100 ha deve ser determinado com a equação abaixo:

$$V = \Psi \,.\, A \,.\, AI$$

Em que:

V: volume de necessário para armazenamento (m³);

"psi": Fator regional atribuído a Matão e que será determinado em relatório futuro;

A: área drenada para jusante do empreendimento (ha);

Ai: percentual relativo à porção impermeabilizada da bacia considerada que drena as águas pluviais diretamente para os condutos pluviais (%).

Observação: Para áreas maiores que 100 ha, é necessário um estudo hidrológico específico.

14.7.3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS PARA A DETERMINAÇÃO DA ALTURA DISPONÍVEL PARA ARMAZENAMENTO

O armazenamento pode ser projetado de diversas maneiras dependendo do espaço disponível.

Vamos supor que o terreno em estudo tenha uma área igual a A (ha). A vazão máxima a sair do lote será a vazão de pré-desenvolvimento Q_{pd}.

$$Q_s = Q_{pd} = \Omega \, . \, A$$

Em que:

Qs = vazão máxima de saída do dispositivo (m³/s);

"Omega": Fator regional para Matão e que será determinado em relatório futuro;

A: área do lote (ha).

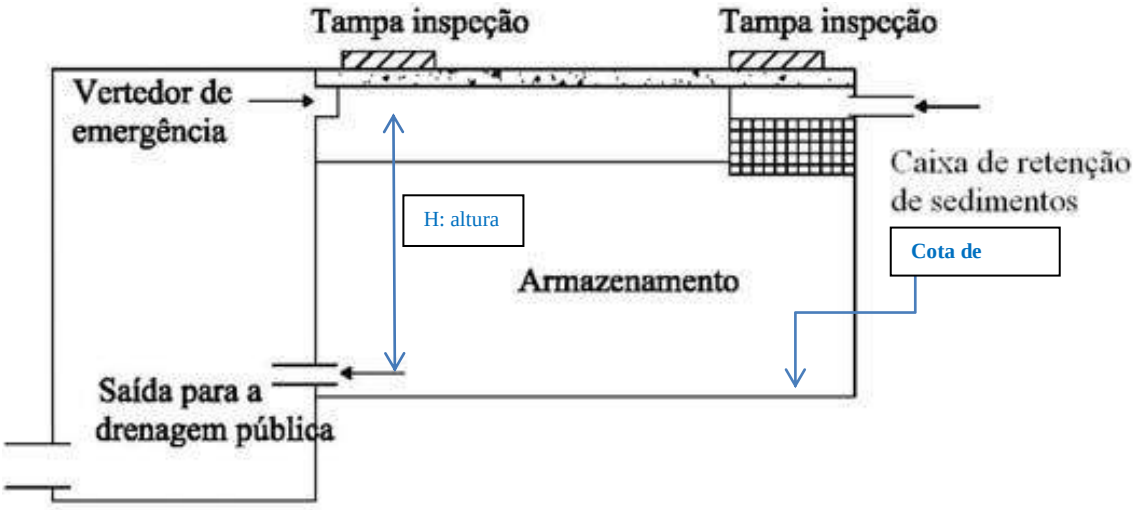


Figura 163 - Reservatório para Detenção na Fonte
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

Veja por exemplo, a Figura 163, em que o volume de armazenamento aumenta de acordo com o volume acumulado acima do dreno. O dreno limitará

a vazão efluente do terreno até um valor menor ou igual à vazão de pré-desenvolvimento.

A altura do reservatório de armazenamento pode ser condicionada, em alguns casos, pela disponibilidade de cota para conexão do reservatório à rede de drenagem pluvial pública. Neste caso, há a necessidade de projetar a cota de fundo do reservatório de forma adequada; ou seja, a cota de fundo do reservatório sempre deve ficar acima da cota de conexão com a rede de drenagem pluvial pública. Essa medida destina-se a evitar possíveis inversões de fluxo no sistema, ou seja, a água da rede pluvial entrar no reservatório. Conhecidos esses condicionantes físicos, determina-se a altura (H) que pode ser utilizada para o dimensionamento do reservatório. Esta altura corresponde à diferença entre a cota de fundo do reservatório e a cota de topo da estrutura. A área em planta da estrutura de armazenamento é determinada pela seguinte equação:

$$A_{planta} = \frac{V}{H}$$

Em que:

A_{planta}: área em planta do reservatório (m²);

V: volume de armazenamento necessário (m³), já determinado;

H: altura do reservatório (m).

Caso não haja limitação de altura para a implantação do reservatório, o critério utilizado para o dimensionamento pode ser a disponibilidade de área em planta para a implantação da estrutura. Desta forma, conhecendo a área disponível, deve-se determinar a altura do reservatório segundo a equação abaixo:

$$H = \frac{V}{A_{planta}}$$

A seguir é apresentado o procedimento para o dimensionamento do descarregador de fundo. Deve-se considerar que a vazão de saída pelo

descarregador é função da carga hidráulica no reservatório; portanto, quanto maior a altura do reservatório, menor será a seção transversal do descarregador.

14.7.4. Critérios e Parâmetros pra a Determinação da Seção do Descarregador de Fundo

O descarregado de fundo deve ser instalado no reservatório de forma a permitir a liberação gradual da água armazenada. Deve-se instalar o descarregador junto ao fundo do reservatório, evitando assim o acúmulo de água no interior da estrutura. Recomenda-se ainda, que para não haver obstrução do descarregador, seja colocada uma grade antes do mesmo.

Dependendo do tipo de descarregador utilizado, ele pode funcionar como um orifício, ou seja, uma simples abertura na parede lateral do reservatório; ou como um bocal, em que existe um tubo que faz a drenagem para fora da estrutura. Em casos em que o reservatório é fechado, e utiliza-se um vertedor de emergência, em geral utiliza-se um orifício, que faz uma passagem para a segunda câmara, que serve para a inspeção e limpeza. Na Figura 164 são apresentadas as situações em que o descarregador funciona como orifício (a) e como bocal (b); na Figura 165 é apresentado o modelo mais completo.

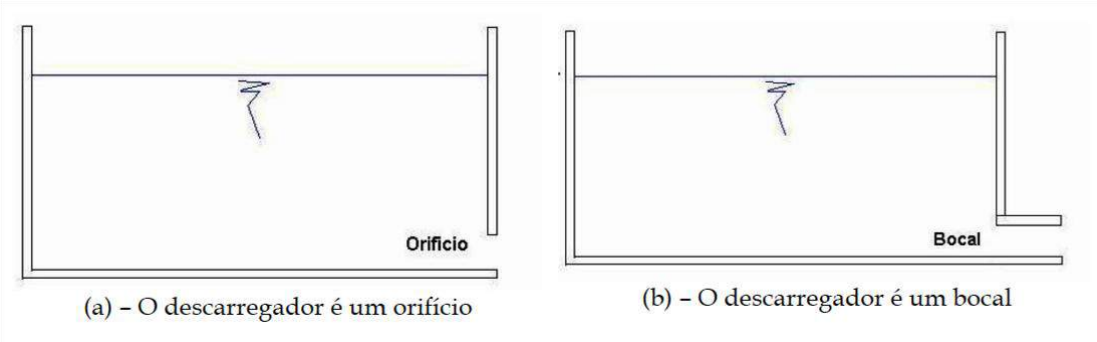


Figura 164 - Características de um Descarregador de Fundo
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

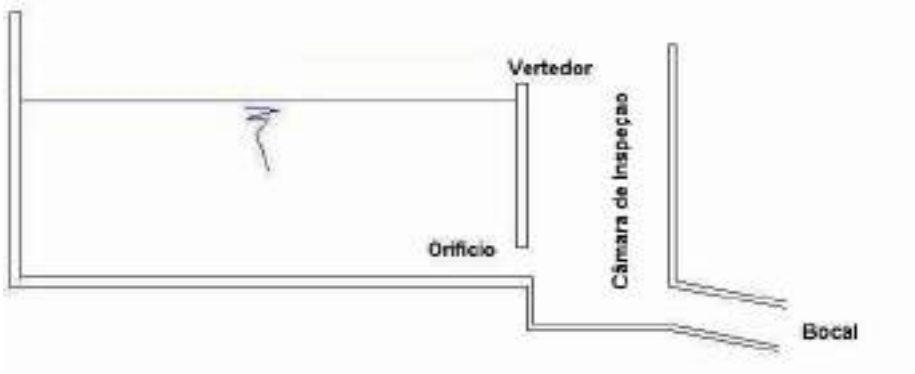


Figura 165 - Descarregador com Orifício de Fundo e Câmara de Inspeção
Fonte: Departamento de Esgotos Pluviais de Porto Alegre

No Manual de Drenagem de Matão serão abordados os critérios e parâmetros para o dimensionamento dos descarregadores de fundo.

14.7.5. Critérios e Parâmetros para a Determinação do Vertedor de Excessos

O vertedor de excessos tem a finalidade de escoar o excesso de água que entra no reservatório, quando ocorrem chuvas com intensidade superior à utilizada no dimensionamento. Recomenda-se, no entanto, que o dimensionamento do vertedor seja feito somente quando o extravasamento do reservatório possa provocar danos na propriedade. Na maioria dos casos este dispositivo é desnecessário, visto que a água fica acumulada nas superfícies por um curto período de tempo.

No Manual de Drenagem de Matão serão abordados os critérios e parâmetros para o dimensionamento desses vertedores.

15. CONTROLE DA POLUIÇÃO DIFUSA EM ÁREAS URBANAS ATRAVÉS DA IMPLANTAÇÃO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS

15.1. MEDIDAS COMPENSATÓRIAS À IMPERMEABILIZAÇÃO DO SOLO URBANO

15.1.1. MÉTODO DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGAS DIFUSAS

O controle da poluição difusa deve ser feito através de ações sobre a bacia hidrográfica, de modo a se ter redução das cargas poluidoras antes do lançamento da drenagem no corpo receptor. Essas medidas baseiam-se em práticas como educação da população, limpeza da cidade e estruturas de controle. Dividem-se em medidas estruturais e não estruturais.

15.1.2. MEDIDAS NÃO ESTRUTURAIS

São aquelas relativas a programas de prevenção e controle de emissão dos poluentes e apresentam a maior relação benefício/custo. Ainda englobam medidas de planejamento urbano, ordenando a ocupação da área, espaços livres, etc. Como se vê, são medidas que requerem a participação da população e, para isso, é necessário haver programas de esclarecimento e conscientização do público em geral.

As **medidas não estruturais** mais comuns para a prevenção desse tipo de poluição são:

- Controle do uso do solo urbano;
- Regulamentação para áreas em construção;
- Áreas verdes;
- Controle de ligações clandestinas;
- Varrição de ruas;
- Controle de coleta e disposição final do lixo;
- Educação da população.

15.2. MEDIDAS PARA REDUÇÃO DOS VOLUMES DOS DEFLÚVIOS SUPERFICIAIS

São aquelas construídas para reduzir o volume e/ou remover os poluentes do escoamento. Deve-se levar em conta se a área está em processo de urbanização. Nesse último caso, a implantação dessas medidas é mais viável do que em áreas já urbanizadas.

A gestão da qualidade da água do escoamento urbano será mais eficiente quanto mais cedo se iniciar a implantação das medidas de controle. Deve-se salientar que as medidas não estruturais e estruturais são sempre complementares. As medidas estruturais mais comuns para a prevenção desse tipo de poluição envolvem as seguintes características:

- Remover eficientemente os poluentes presentes no escoamento superficial;
- Minimizar os impactos do lançamento da drenagem urbana no corpo receptor;
- Apresentar uma relação custo/benefício aceitável;
- Selecionar alternativas que apresentem necessidades futuras de operação e manutenção viáveis em longo prazo;
- Associar essas alternativas a soluções com usos múltiplos, como áreas de recreação e parques;
- Minimizar a área diretamente conectada, isto é, direcionar o escoamento gerado em superfícies impermeáveis como telhados, para áreas gramadas e jardins. Esta prática reduz o volume de escoamento superficial e aumenta a oportunidade de infiltração, retendo sólidos em suspensão e outros poluentes;
- Prever valetas gramadas: utilizadas para coletar o escoamento superficial urbano ao longo de ruas e estradas, substituindo guias e sarjetas. São projetadas para permitir o escoamento a baixas velocidades e pequenas lâminas, de forma a diminuir as vazões para lançamento no corpo receptor. Não são muito eficientes para remoção

de poluentes para eventos de chuva intensa. A manutenção dessas valetas é essencial e deve ser feita com frequência, elevando os custos;

- Prever pavimento poroso: substituição da tradicional pavimentação asfáltica ou de concreto por blocos porosos pode ser feita em áreas externas de zonas comerciais, edifícios e áreas de estacionamento, sendo uma forma de diminuir a área diretamente conectada à rede de drenagem. É um tipo de pavimentação mais caro.
- Prever bacias de detenção secas: a ideia é que a bacia armazene o escoamento superficial e vá liberando aos poucos, através de pequeno orifício de saída, as vazões a jusante. Sugere-se um tempo de resistência de 40 horas para que se aumente a eficiência da remoção dos poluentes.
- Prever bacias de detenção alagadas: permanecem com a parte inferior inundada constantemente. Quando chove, o escoamento é retido no espaço deixado como volume de espera. A vazão que entra mistura-se com a água ali armazenada, e aos poucos, o excesso vai sendo descarregado. A taxa de remoção de poluentes é alta. São contra-indicações os seguintes problemas:
  - Pode acarretar o aparecimento de mosquitos, e
  - A retirada do acúmulo de sedimentos apresenta dificuldade razoável.
- Alagadiços: são mantidos e aperfeiçoados em áreas naturais como forma de reter sedimentos e poluentes do escoamento superficial. É necessário que haja um pequeno escoamento de base, para manter a lâmina sempre no fundo. São eficientes para remover compostos de fósforo de nitrogênio, alguns metais, compostos orgânicos e sedimentos.

Os principais mecanismos de remoção de poluentes que atuam nas **medidas estruturais** são:

- Sedimentação: bacias de detenção que armazenam o escoamento por períodos maiores de tempo removem quantidades maiores de sedimentos e poluentes adsorvidos;
- Filtração: utilização de filtros de areia;
- Infiltração: filtração pelo solo;
- Remoção biológica: plantas e micro-organismos usam nutrientes como fósforo e o nitrogênio.

15.3. MEDIDAS DO COMBATE À POLUIÇÃO DAS ÁGUAS URBANAS

Os problemas ligados à poluição difusa na ocupação urbana podem agravar-se pelos seguintes motivos:

- Inexistência de galerias pluviais:
  - Alguns loteamentos antigos podem ter sido aprovados por algumas Prefeituras Municipais com infraestrutura mínima que não incluía sistema de galerias pluviais. Essa condição acarreta enchentes localizadas, deterioração dos revestimentos das ruas pavimentadas e erosão das ruas sem calçamento;
- Subdimensionamento dos sistemas de drenagem existentes:
  - Significa deficiência nos seus elementos, a saber: sarjetas, bocas de lobo, dutos, galerias, poços de visita e dissipadores de energia, podendo levar até ao rompimento da rede e à erosão no seu lançamento na drenagem natural;
- Falta de limpeza e manutenção:
  - A deficiência na limpeza dos dispositivos do sistema de águas pluviais acarreta que o escoamento não tenha acesso às galerias podendo provocar inundações localizadas na área a montante;
- Lançamento de resíduos sólidos pela população;
  - A falta de conscientização da população aliada à varrição deficiente das áreas públicas pode provocar o mau funcionamento do sistema de águas pluviais provocando cheias localizadas. É necessário um

trabalho de educação ambiental voltada principalmente às populações próximas às áreas ribeirinhas;

- Assoreamento dos rios, canais e valas;
    - Os resíduos sólidos gerados pela poluição difusa provocam assoreamento nas áreas baixas e na rede de drenagem principal, seja natural ou artificial. Esse fato acarreta custos altos de dragagem e limpeza de margens que poderiam ser evitados;
- Ocupação desordenada das margens dos rios:
    - As várzeas inundáveis são áreas usualmente ocupadas por população de baixa renda que têm problemas de moradia. Durante uma cheia, ocorre o carregamento de uma grande quantidade de sedimentos, objetos domésticos e materiais utilizados para a construção desses núcleos urbanos;
- Topografia:
    - Existem condições topográficas que favorecem a erosão ou o assoreamento de trechos de canais e várzeas que recebem o impacto de águas pluviais geradas por áreas urbanizadas. Há também uma tendência de que a ocupação se dê de jusante para montante em uma bacia. Esse fato geralmente deixa a área de jusante despreparada para o incremento da ocupação.

16. METAS GERAIS E PLANOS DE AÇÃO

16.1. METAS GERAIS

São as metas gerais do Plano Diretor de Macrodrenagem de Matão, a serem detalhadas em planos de ação específicos:

- a regulamentação do uso e ocupação do solo
- a proteção contra inundações
- a instituição do seguro contra inundações
- a implantação de sistemas de alerta, ações de defesa civil e relocações

16.2. PLANOS DE AÇÃO

O Plano Diretor de Macrodrenagem do Município de Matão é resumido em seus Planos de Ação. Ao executá-los, a municipalidade estará a implantar paulatinamente seu Plano Diretor de Macrodrenagem.

Considerando, portanto, a importância desses Planos de Ação e sua provável maior divulgação entre os órgãos internos e externos da municipalidade, a contratada optou não exceder-se em explicações em cada Plano de Ação, mas deixá-los o mais suscito possível. Os leitores poderão aprofundar-se mais nos detalhes de cada Plano de Ação em consultando o conteúdo do restante deste estudo.

O Plano Diretor de Macrodrenagem do Município de Matão apesar de contemplar o futuro consolidado do município, foi previsto para ser implantado em 10 anos. Não cabe à contratada especificar sua data/época de início, mas apenas indicar seu prazo total e seu cronograma físico-financeiro.

São os planos de ação propostos no Plano Diretor de Macrodrenagem do Município de Matão para o resgate dos passivos sócio-ambientais atual e potencial futuro:

16.2.1. LEI DA POLÍTICA MUNICIPAL DE DRENAGEM E DO PLANO DIRETOR DE MACRODRENAGEM

Trata do envio imediato de projeto de lei da Política Municipal de Drenagem e do Plano Diretor de Macrodrenagem do Município de Matão (anexos) à Câmara Municipal para discussão e aprovação.

Essa proposta de lei poderá ser acompanhada das propostas de lei de criação de um fundo municipal de recursos hídricos, bem como a criação de um conselho gestor dos recursos hídricos municipais.

A proposta de lei deverá incluir também a proposta de lei de controle da drenagem na fonte: que regulamenta o uso e ocupação do solo, estabelecendo índices máximos de ocupação, de impermeabilização (são diferentes!), de vazão efluente e mínimos de volume de detenção e/ou retenção.

O custo para essa atividade é virtualmente nulo. Considerando, no entanto, a necessidade de se contratar eventual consultoria jurídica para a preparação tanto do texto da legislação a ser proposta como dos estudos de sua viabilidade técnica e institucional, seu custo estimado é de R$ 300 mil.

16.2.2. IMPLANTAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

Implantação dos reservatórios de detenção apresentados neste estudo deverá seguir tanto a hierarquização de obras apontadas (isso é imperativo!) como os passos para sua viabilização descritos a seguir:

16.2.2.1. DECLARAÇÃO DE UTILIDADE PÚBLICA

A declaração de utilidade pública das áreas destinadas à implantação dos reservatórios de detenção propostos é essencial para a viabilidade dessas obras.

A declaração de utilidade pública visa garantir que os terrenos e imóveis afetados tenham em suas matrículas de registro de imóvel uma anotação de utilidade pública com um determinado fim. Isso evitaria a eventual supervalorização dos terrenos e imóveis pela expculação imobiliária agressiva ou com benfeitorias executadas após a declaração.

Essa atividade é imediata e não tem custo para a municipalidade.

Cabe lembrar que a declaração de utilidade pública tem prazo reduzido e deverá ser periodicamente renovada/re-estudada.

16.2.2.2. LEVANTAMENTO PLANI-ALTIMÉTRICO, IMOBILIÁRIO E CADASTRAL

O levantamento plani-altimétrico, imobiliário e cadastral das áreas previstas para a implantação dos reservatórios de detenção destina-se para o processo de desapropriação das áreas.

Considerando a capacidade limitada da municipalidade em absorver tanto os custos como as demandas técnicas e gerenciais das obras dos reservatórios de detenção previstos neste estudo, essa atividade poderá ser segmentada em três partes, a iniciarem-se nos 1º, 4º e 7º ano do Plano Diretor de Macrodrenagem.

O levantamento plani-altimétrico, imobiliário e cadastral de todos os barramentos tem um custo estimado em 1% do custo total da obra dos reservatórios.

16.2.2.3. LEI DAS DESAPROPRIAÇÕES

Processos de desapropriação não são bem vistos pela municipalidade por implicarem em desgaste financeiro, social e político.

A desapropriação das áreas deverá contemplar seu pagamento prévio e justo.

Ela é primordial para a viabilidade das obras e deverá se dar em toda a área dos reservatórios incluindo: as áreas dos barramentos, as áreas dos dispositivos de controle e segurança, nas áreas de todo o lago formado pelas águas no nível máximo maximorum das enchentes previstas neste plano, além da faixa mínima de APP prevista na legislação vigente.

A desapropriação depende do envio de um projeto de lei de desapropriação à Câmara Municipal.

Essa ação também segue a divisão proposta da ação anterior: segmentada em três partes, a iniciarem-se nos 1º, 4º e 7º ano do Plano Diretor de Macrodrenagem

O custo dessa atividade será considerado em 1% o custo da implantação dos reservatórios de detenção propostos.

16.2.2.4. PROJETO BÁSICO DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

A contratação dos projetos básicos dos reservatórios de detenção previstos nesse plano é importante para que seja verificada a real viabilidade técnica e financeira de cada obra e para que a municipalidade tenha elementos suficientes para a contratação dos projetos executivos e das obras dos reservatórios.

O custo dessa atividade será estimado em 5% do custo da implantação dos reservatórios.

16.2.2.5. LICENCIAMENTO AMBIENTAL PRELIMINAR

A obtenção da Licença Prévia da CETESB e da autorização de Implantação de Empreendimento do DAEE são necessárias e obrigatórias.

O custo dessa atividade é estimado em R$ 120 mil por barramento

16.2.2.6. LEVANTAMENTO PLANI-ALTIMÉTRICO CADASTRAL DETALHADO, SONDAGEM GEOTÉCNICA, PROJETO EXECUTIVO E IMPLANTAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS DE DETENÇÃO

A experiência tem mostrado que a contratação dessas atividades em separada tem gerado grandes problemas administrativos e técnicos à implantação de obras hidráulicas, uma vez que podem ser realizadas por empresas/equipes diferentes e não atenderem às especificações técnicas mínimas necessárias para adequada execução da obra. Contratos do tipo "cost plus fee" são uma boa alternativa para esses casos.

O custo do terreno a desapropriado em Matão foi assim calculado:

- R$ 50,00/m² de valor global, porém
    - 50% da área terá depreciação de 15% por ser área de APP

- 50% da área terá depreciação d 10% localizar-se em área com declividade média ou acentuada

- R$ 43,75 custo final

O custo estimado dessa atividade é de R$ 93.923,00 mil

16.2.2.7. LICENCIAMENTO AMBIENTAL CONCLUSIVO DOS BARRAMENTOS

A obtenção das Licenças de Instalação e Operação da CETESB e da outorga de Regularização de Empreendimento do DAEE são necessárias e obrigatórias.

O custo dessa atividade é estimado em: R$ 300,00 mil

16.2.2.8. LEVANTAMENTO PLANI-ALTIMÉTRICO CADASTRAL DETALHADO, SONDAGEM GEOTÉCNICA, PROJETO EXECUTIVO E IMPLANTAÇÃO DOS CANAIS

Segue o descrito para os barramentos.

O custo estimado dessa atividade é de R$ 30.530,00 mil

16.2.2.9. LICENCIAMENTO AMBIENTAL CONCLUSIVO DOS CANAIS

A obtenção das Licenças de Instalação e Operação da CETESB e da outorga de Regularização de Empreendimento do DAEE são necessárias e obrigatórias.

O custo dessa atividade é estimado em: R$ 250,00 mil

16.2.2.1. LEVANTAMENTO PLANI-ALTIMÉTRICO CADASTRAL DETALHADO, SONDAGEM GEOTÉCNICA, PROJETO EXECUTIVO E IMPLANTAÇÃO DAS GALERIAS

Segue o descrito para os barramentos.

O custo estimado dessa atividade é de R$ 8.382,00 mil

16.2.2.2. LICENCIAMENTO AMBIENTAL CONCLUSIVO DAS GALERIAS

A obtenção das Licenças de Instalação e Operação da CETESB e da outorga de Regularização de Empreendimento do DAEE são necessárias e obrigatórias.

O custo dessa atividade é estimado em: R$ 150,00 mil

16.2.3. LIMPEZA E MANUTENÇÃO DE CANAIS, GALERIAS, ESTRUTURAS E RESERVATÓRIOS

A limpeza dos canais e demais estruturas deverá ocorrer quinzenalmente entre outubro e abril ou imediatamente após um evento chuvoso precedido por um período sem chuvas superior a 15 dias. Essa precaução se deve à problemática da presença de resíduos sólidos urbanos e domésticos carreados pelas fortes enxurradas de verão e pela concentração a poluição difusa nas épocas de estiagem.

Os resíduos da limpeza deverão ser analisados por técnico habilitado para então ser destinado em aterros de classe 1 ou 2, conforme a periculosidade observada.

A manutenção dos dispositivos hidráulicos se dará anualmente no mês que antecede o período de chuvas e no início da época de estiagem, respectivamente outubro e abril.

Essa atividade é periódica e seu custo deverá ser incorporado ao orçamento anual do município.

16.2.4. MEDIDAS NÃO-CONVENCIONAIS NÃO ESTRUTURAIS

São as medidas não convencionais não estruturais a serem implantadas com máxima urgência no município:

16.2.4.1. REGULAMENTAÇÃO DO USO E OCUPAÇÃO DO SOLO

Esta atividade remete à Lei do Uso e Ocupação do Solo. Deverão ser criados dispositivos, protocolos e campanhas para a fiscalização do uso e da ocupação do solo no município.

A mera análise de projetos habitacionais pela administração pública "em escritório" não impede, aliás reforça a não observância dos critérios de uso e ocupação no município.

O custo dessa atividade é a contratação de profissionais para a fiscalização "de rua". Esse custo é permanente e ínfimo em relação às outras

demandas desse Plano; não será, portanto, incluído no cronograma físico financeiro.

A implantação dessa atividade, no entanto, está vinculada à prévia criação e do Conselho de Recursos Hídricos ou Drenagem e seu efetivo funcionamento.

16.2.4.2. PROTEÇÃO CONTRA INUNDAÇÕES

Trata de medidas de proteção individual das edificações em áreas de risco. Deverão ser executadas essas obras em áreas que demonstram risco de inundação e erosão devido à não plena implantação desse Plano.

Seu custo não poderá ser estimado com base em uma planilha de cálculos. Será apenas estimado em 25% do valor da implantação dos reservatórios de detenção propostos: R$ 13.100 mil.

A proteção contra inundações deverá iniciar-se imediatamente e terá duração de 3 anos.

16.2.4.3. SEGURO DE ENCHENTES

Elaboração e envio de anteprojeto de lei do Seguro de Enchentes à Câmara Municipal.

O custo desta atividade é nulo. O impacto da legislação no orçamento do município, no entanto, poderá ser tão alto, quão grande for a negligência da administração às diretrizes e propostas desse Plano.

16.2.4.4. SISTEMAS DE ALERTA, AÇÕES DE DEFESA CIVIL E RELOCAÇÕES

Os sistemas de alerta contra as inundações não tem o objetivo de evitar os danos que as enchentes podem causar sobre as edificações e à infra-estrutura urbana, mas às perdas humanas decorrentes de extremos, e atualmente também freqüentes, eventos chuvosos.

Sua implantação não demanda grandes investimentos, apenas calibração e eventual manutenção.

A aquisição, implantação e calibração do sistema não deverá ultrapassar R$ 200 mil, mas a remoção da população em risco poderá se mostrar muito custosa. Estima-se em R$ 1.000 mil.

16.2.4.5. PROGRAMAS DE EDUCAÇÃO AMBIENTAL RELACIONADAS À IMPLANTAÇÃO DE TÉCNICAS COMPENSATÓRIAS.

O programa de educação ambiental ligado à implantação de técnicas compensatórias em drenagem urbana será efetivado após a criação do conselho gestor dos recursos hídricos ou de drenagem urbana e será por ele regulamentado e aprovado.

O programa conta com 4 etapas e está estimado em R$ 1.000 mil.

16.2.4.6. ENVIO DO ANTEPROJETO DE LEI DA CRIAÇÃO DE UM FUNDO E UM COMITÊ GESTOR DE RECURSOS HÍDRICOS MUNICIPAIS (OU DE DRENAGEM)

O envio da legislação específica que regulamenta a criação do fundo e do conselho municipais de recursos hídricos (ou de drenagem) proposta pelo anteprojeto da lei da política municipal de drenagem deverá se dar imediatamente após a aprovação dessa última.

O custo será considerado nulo.

16.2.4.7. CRIAÇÃO DE UM FUNDO MUNICIPAL DE RECURSOS HÍDRICOS (OU DE DRENAGEM)

O Fundo Municipal de Recursos Hídricos tem a função de subsidiar num futuro próximo algumas atividades específicas e/ou permanentes do Plano Diretor de Drenagem e/ou da Política Municipal de Drenagem Municipais.

Esse fundo contará com recursos advindos de arrecadação municipal (do tesouro municipal), de doações ou programas de custeio de apoio de ações ambientais, de recursos hídricos e/ou drenagem especificamente, e da aplicação de penalidades à munícipes, empreiteiro, industriais e outros que não desrespeitarem a legislação vigente de recursos hídricos ou de drenagem.

A outorga onerosa de drenagem poderá também ser um das fontes de entrada de recursos no Fundo.

A criação do fundo implica em custos apenas virtuais/administrativos.

16.2.4.8. Criação de um Conselho Gestor dos Recursos Hídricos Municipais (ou de Drenagem)

O conselho gestor dos recursos hídricos (ou de drenagem) municipal, a exemplo, dos CONDEMAs, deverá aplicar-se especificamente à questão da drenagem urbana ou, conjuntamente com o CONDEMA, à questão dos recursos hídricos. Esse conselho poderá ser um sub-conselho do próprio CONDEMA, porém deverá deliberar questões específicas da implantação do Plano Diretor de Drenagem Municipal e aplicação dos recursos do Fundo Municipal de Recursos Hídricos (ou de Drenagem).

A criação desse conselho não implica em custos consideráveis, por ser subsidiado por algum órgão existente da administração pública municipal.

16.2.4.9. Envio de projeto de lei para o controle da drenagem na fonte (reservatórios de retenção ou detenção em lotes, loteamentos, indústrias e grandes áreas)

Essa atividade é conjunta com o envio do anteprojeto da política municipal de drenagem e do plano diretor de drenagem. Custo nulo.

16.2.5. Medidas Não Convencionais Estruturais

São as medidas não convencionais estruturais a serem implantadas no município:

16.2.5.1. Trincheiras de Infiltração

As trincheiras de infiltração são obras não convencionais (compensatórias) da drenagem urbana que serão implantadas nos novos espaços urbanizados. Os custos dessas estruturas serão divididos entre a população e empreendedores.

A administração municipal se restringirá em fomentar sua implantação em áreas particulares através da isenção de impostos municipais ou da premiação. A municipalidade somente poderá implantá-las em próprios municipais.

Essa atividade será iniciada após a criação do conselho gestor e da primeira etapa do programa de educação ambiental com foco na utilização/implantação de técnicas compensatórias em drenagem urbana.

Custo estimado para a municipalidade: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.2.5.2. PLANOS DE INFILTRAÇÃO

Segue o mesmo que a atividade anterior.

Custo estimado para a municipalidade: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.2.5.3. VALOS DE INFILTRAÇÃO

Segue o mesmo que a atividade anterior.

Custo estimado para a municipalidade: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.2.5.4. BACIAS DE PERCOLAÇÃO

Segue o mesmo que a atividade anterior.

Custo estimado para a municipalidade: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.2.5.5. PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

Custo estimado para a municipalidade: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.2.5.6. TELHADOS VERDES

Custo estimado para a municipalidade: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.2.6. MEDIDAS DE CONTROLE DA POLUIÇÃO POR CARGA DIFUSA

São as medidas de controle da poluição por carga difusa:

16.2.6.1. CONTROLE DO USO DO SOLO URBANO

Essa atividade deverá ser periódica e não consta desse Plano.

16.2.6.2. CONTROLE DE COLETA, TRANSPORTE E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS

Atividade periódica e sem custo para o Plano.

16.2.6.3. REGULAMENTAÇÃO DE ÁREAS EM CONSTRUÇÃO QUANTO À PRODUÇÃO DE SEDIMENTOS E EFLUENTES

Trata da fiscalização mais eficiente das áreas em construção, não implica em custos adicionais.

16.2.6.4. PLANEJAMENTO DA VARRIÇÃO E DA LIMPEZA E MANUTENÇÃO DOS SISTEMAS DE DRENAGEM

Deverá ser contratado um plano de Varrição e de Limpeza e Manutenção de Sistemas de Drenagem que estude tanto a logística ótima da varrição de ruas, como o transporte e a disposição adequada dos resíduos gerados, bem como a estruturação de um plano de limpeza e manutenção dos sistemas de drenagem.

O planejamento dessas atividades tem sido historicamente negligenciado e sua ineficiência tem causado danos muito custosos à drenagem urbana e quanto à poluição difusa nos cursos d'água.

O custo estimado para esse plano é de R$ 150 mil.

16.2.6.5. PROGRAMAS DE EDUCAÇÃO AMBIENTAL RELACIONADOS À QUALIDADE DOS EFLUENTES E RECURSOS HÍDRICOS

O programa de educação ambiental com foco na qualidade dos corpos hídricos será proposto pelo Conselho Gestor de Recursos Hídricos (ou de Drenagem), por isso iniciará após a criação deste.

O custo estimado é de R$ 1.000 mil.

16.2.6.6. Disponibilização de Áreas Verdes para a Redução dos Picos de vazão e Melhora da Qualidade de Água

Na primeira metade do Plano a administração pública está demasiadamente ocupada com a criação do fundo, do conselho e a implantação dos reservatórios de contenção, por isso, o início dessa atividade está previsto para a segunda metade do Plano.

Custo estimado: R$ 3.000 mil (6 projetos de desapropriação e criação das áreas verdes, cada qual a R$ 500 mil).

16.2.6.7. Minimização da área diretamente conectada (promoção das áreas não conectadas à rede de microdrenagem (jardins, quintais, canteiros)

Segue o mesmo que a atividade anterior.

Custo estimado: R$ 500 mil (50 projetos de R$ 10 mil)

16.2.6.8. Implantação de faixas e valetas gramadas

Segue o mesmo que a atividade anterior.

Custo estimado: R$ 2.000 mil (20 projetos de R$ 100 mil)

16.2.6.9. Implantação de Alagadiços (com controle de pragas e vetores)

Segue o mesmo que a atividade anterior.

Custo estimado: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.2.6.10. Manutenção e Substituição de Pavimento Poroso

Segue o mesmo que a atividade anterior.

Custo estimado: R$ 1.000 mil (5 projetos de R$ 200 mil)

16.3. Cronograma Físico-Financeiro dos Planos de Ação

O cronograma físico-financeiro deste Plano está apresentado a seguir. O sucesso de sua implantação do Plano e seu cronograma físico está relacionado ao sucesso da implantação das atividades do primeiro ano, em especial, à aprovação das leis

- da política municipal de drenagem,
- do plano diretor de macrodrenagem,
- da declaração de uso público das áreas previstas para a implantação dos reservatórios propostos,
- da criação do fundo municipal de recursos hídricos (ou de drenagem)
- da criação do conselho gestor de recursos hídricos (ou de drenagem)
- da adequação do uso e ocupação do solo.

item	descrição	custo (R$ mil)	ano									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	lei da política municipal de drenagem e do plano diretor de macrodrenagem	300,00	X									
2	implantação dos reservatórios de detenção		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.1	declaração de utilidade pública	-	X									
2.2	levantamento plani-altimétrico, imobiliário e cadastral	1.319,00	X			X			X			
2.3	envio de projeto(s) de lei das desapropriações	1.319,00	X	X	X	X	X	X	X			
2.4	contratação do projeto básico	66,00		X			X			X		
2.5	licenciamento ambiental preliminar	840,00		X			X			X		
2.6	barramentos: levantamento plani-altimétrico, sondagem geotécnica, proj. executivo e obra	92.923,00			X	X	X	X	X	X	X	X
2.7	barramentos: licenciamento ambiental conclusivo	300,00			X	X	X	X	X	X	X	X
2.8	canais: levantamento plani-altimétrico, sondagem geotécnica, proj. executivo e obra	30.530,00			X	X	X	X	X	X	X	X
2.7	canais: licenciamento ambiental conclusivo	250,00			X	X	X	X	X	X	X	X
2.9	galerias: levantamento plani-altimétrico, sondagem geotécnica, proj. executivo e obra	8.382,00			X	X	X	X	X	X	X	X
2.10	galerias: licenciamento ambiental conclusivo	150,00			X	X	X	X	X	X	X	X
3	limpeza e manutenção de canais, galerias, estruturas e reservatórios		periódico									
4	medidas não-covencionais não estruturais		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
4.1	regulamentação do uso e ocupação do solo	-			X							
4.2	proteção contra inundações	23.231,00	X	X	X							
4.3	seguro de enchentes;	-				X						
4.4	sistemas de alerta, ações de defesa civil e relocações	1.000,00				X						
4.5	programas de educação ambiental relacionadas à técnicas compensatórias.	1.000,00			X		X		X		X	
4.6	envio de projeto de lei para criação do fundo e do conselho gestor de rec. hídricos	-	X									
4.7	criação de um fundo de recursos hídricos municipal	-		X								
4.8	criação de um conselho gestor dos recursos hídricos municipais	-		X								
4.9	envio de projeto de lei para o controle da drenagem na fonte	-	X									
4.10	contratação da atualização do plano de macrodrenagem do município de Matão	400,00										X

item	descrição	custo (R$ mil)	ano									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	medidas não convencionais estruturais											
5.1	trincheiras de infiltração	1.000,00				X	X					
5.2	planos de infiltração	1.000,00				X	X					
5.3	valos de infiltração	1.000,00				X	X					
5.4	bacias de percolação	1.000,00						X	X	X	X	X
5.5	pavimentos permeáveis	1.000,00		X	X	X	X					
5.6	telhados verdes	1.000,00						X	X	X	X	X
6	medidas de controle da poluição por carga difusa											
6.1	controle do uso do solo urbano		periódico									
6.2	controle de coleta, transporte e disposição de resíduos sólidos		periódico									
6.3	regulamentação de áreas em construção	-	X					X				
6.4	planejamento da varrição de ruas e da limpeza e manutenção dos sistemas de drenagem	150,00		X								
6.6	programas de educação ambiental relacionados à qualidade dos recursos hídricos	1.000,00			X		X		X		X	
6.5	disponibilização de áreas verdes para a redução dos picos de vazão	3.000,00						X	X	X	X	X
6.7	minimização da área diretamente conectada à rede de drenagem	500,00						X	X	X	X	X
6.8	implantação de faixas e valetas gramadas	2.000,00						X	X	X	X	X
6.10	implantação de alagadiços (com controle de pragas e vetores)	1.000,00						X	X	X	X	X
6.11	manutenção e substituição de pavimento poroso	1.000,00						X	X	X	X	X
	total	176.660,00	8.672,76	8.636,10	25.251,97	19.948,97	19.312,30	18.661,30	19.601,97	18.776,88	18.975,88	18.876,88

Drenagem Urbana / organizado por Carlos E. M. Tucci, Rubem La Laina Porto, Mário T. de Barros – Porto Alegre: ABRH? Editora da Universidade/ UFRGS, 1995.

DALCANALE, Fernanda. Simulação de cargas difusas em bacias rurais. 2001. 97 p. (Mestrado) - ESCOLA POLITÉCNICA, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

DAEE/CETESB (1980)- Drenagem Urbana. Segunda Edição, São Paulo (SP).

Drenagem urbana e controle de enchentes: Canholi, Alusio Pardo 2005.

Tucci, C. E. M.; Genz, F. 1995 Controle do impacto da urbanização In: Drenagem urbana. Tucci, C. E. M.; Porto, R. L. L.; Barros, M. T. ABRH 428 p.

PORTO, M.F.A. Aspectos Qualitativos do Escoamento superficial Urbano. In TUCCI, C.E.M. et all. Drenagem Urbana Porto Alegre – Editora da Universidade – UFRGS, 1995 – 428. p

Poluição Difusa – Plinio Tomaz – 2006 – 446 p.

Aproveitamento da água da chuva. Makoto Murasen(Org.). Tradução: Massato Kobiama; Cláudio Tsuyoshi Ushiwata; Manoela dos Anjos Afonso. Tradução de: Yatte Miyo Amamizu Riyo. Curitiba: Organic Trading, 2002, 196p

ARAÚJO, P.R. 2000. Análise experimental da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução do escoamento superficial, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 137p.

ASCE/ 1992. - Design and construction of stormwater management systems. The urban water resources research council of

the American Society of Civil Engineers (ASCE) and the Water Environmental Federation. New York, NY.

CIRIA (1996). Infiltration drainage - Manual of good practice. Roger Bettes Bsc PhD MCIWEM. CIRIA Report 156

Departamento de Esgotos Pluviais - Prefeitura Municipal de Porto Alegre - PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA - Manual de Drenagem Urbana, set/2005

E.H.Hofkes, Rainwater Harvesting for Drinking Water Supply and Sanitation, 1981

GENZ, F., 1994. Parâmetros para previsão e controle de cheias urbanas, dissertação de mestrado do programa de pós-graduação em Engenharia de Recursos hídricos do IPH/UFRGS, 160p.

GIACCHINI, M & ANDRADE FILHO, A.G. - APROVEITAMENTO DA ÁGUA DE CHUVA NAS EDIFICAÇÕES - 23° Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental – 2005;

HOLMSTRAND, O. 1984. Infiltration of Stormwater: research at Chalmers University of Technology. Results and examples of Application. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON URBAN STORM DRAINAGE, 3, 1984, Göteborg. proceedings. Göteborg: chalmers

University of Technology. 4v. v3, p1057-1066.

NEVILLE, A. M. 1982. Properties of Concret. (Português). Propriedades do Concreto. São Paulo: PINI. XVI, 738p. IL.

PLÍNIO TOMAZ Conservação da Água – Digihouse Editoração Eletrônica – Guarulhos, SP – 1998

SCS, 1957 Engineering Handbook: section 4 Hydrology. Washington: U.S. Department of Agriculture Supplement A.

Schueler, T.R. 1987. Controlling Urban Runoff: A Practical Manual For Planning and Designing Urban BMPs. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, DC

TUCCI, CARLOS. E. M. PLANO DIRETOR DE DRENAGEM URBANA – RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Volume 2 n° 2, Jul/ Dez 1997, 5-12

URBONAS, B.; STAHRE, P., 1993. Stormwater Best Management Practices and Detetion, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.

NRSC - NATIONAL RESOURCES CONSERVATION SERVICE (U.S.D.A.). 210-VI-NEH - National Engineering Handbook. Chapter 9 Hydrologic Soil-Cover Complexes, July 2004. Disponível em http://policy.nrcs.usda.gov/OpenNonWebContent.aspx?content=17758.wba.

ALCOFORADO, Roberto Guedes. Simulação Hidráulico-Hidrológica do Escoamento em Redes Complexas de Rios Urbanos: Suporte de Informações Espaciais de Alta Resolução. Tese submetida à Universidade Federal de Pernambuco, Julho de 2006.

ABRH. Organizado por: Tucci, Carlos E. M., Porto, Rubens La Laina & Barros, Mário T. de. Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH/Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

ACIOLI, L. A., 2005. Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte. Dissertação submetida ao Programa de Pós Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. 184 p.

ARNELL, v.; MELIN, H. Rainfall data for design of sewer detention basins. Chalmers University of Technology, Urban Geohydrology Reserch Group, Göteborg, 1983.

BARBASSA, A. P. Influências das Áreas Impermeáveis e da Variação Espacial da Precipitação - Modelo Hidrológico Urbano Distribuído (MHDU II). In: XIII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 13, 1999, Belo Horizonte MG. Anais Eletrônicos. Porto Alegre: ABRH, 1999. 1 CD.

BATISTA, M. Nascimento, N. Barraud, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana, 1ª. Edição, 2005.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Brasil. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de hidrologia básica para estruturas de drenagem. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2005 (páginas 74 e 75).

CANHOLI, A. P. Drenagem urbana e controle de enchentes. São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

CRUZ, M. A. S. Controle do escoamento no lote com detenção. Dissertação de Mestrado (engenharia de recursos hídricos) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre,1998.

DAEE. Manual de cálculo das vazões máximas, médias e mínimas nas bacias hidrográficas do Estado de São Paulo. São Paulo, Secretaria de Recursos Hídricos Saneamento e Obras e Departamento de Águas e Energia Elétrica, 1994, 64p.

DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem. 2ª Edição, Rio de Janeiro, 2005.

Drenagem Urbana Sustentável no Brasil. Relatório do Workshop em Goiânia-GO, 2003. Coordenação e organização: Escola de Engenharia Civil - Universidade Federal de Goiás. Coordenação Internacional: Water Engineering and Development Centre, Loughborough University, Reino Unido.

Estado de São Paulo, Departamento de Estradas de Rodagem - DER. Instrução de Projeto: Estudos Hidrológicos. "DE 01/HID-001", São Paulo, 2001 (páginas 08 a 13).

GENOVEZ, A. M. Avaliação dos métodos de estimação das vazões de enchente para pequenas bacias rurais do Estado de São Paulo. Campinas, 1991. Tese (Livre Docência) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas (FEC-UNICAMP).

GENOVEZ, A. M. Vazões Máximas. In: Paiva, J. B. D.; Paiva, E. M. C. D. Hidrologia Aplicada à Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas. Porto Alegre: ABRH, 2001. p. 33-108.

HAWKINS, R. H., Hjelmfelt, A. T., e Zevenberger, A. W. Runoff probability, storm depth, and curve numbers. Journal of Irrigation and Drainage Engineering, v.111, n.º 4, p. 330-340, 1985.

HORTON, R.E. An approach towaards a physical interpretation of infiltration capacity. In: Transactions of the American Gophysical Union. v.20, 1939. In: Proceedings Soil Conference of America. v. 5, 1940.

HUFF, F. A. Time distribution of rainfall in heavy storms. Water Resources Research, 3(4), 1967.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. População. Disponível em www.ibge.gov.br, acesso em 05.07.2009.

KEIFER, C. J.; CHU, H. H. Syntetic storm patterns for drainage design. Journal of the hidraulics Division, ASCE, v.83 (HY4), n.4, 1957.

LOMBARDI NETO, F.; BELLINAZZI JÚNIOR, R; GALETI, P. A.; BERTOLINI, D.; LEPSCH, I. F.; OLIVEIRA, J. B. Nova abordagem para cálculo de espaçamento entre terraços. Simpósio sobre terraceamento agrícola. Campinas, 1989. Fundação Cargill. p. 99-124.

MAGALHÃES, L. P. C.; MIGUEZ, M. G.; MASCARENHAS, F. C. B. Modelo hidráulico-hidrológico distribuído aplicado à bacia do rio Joana/RJ. In: XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15., 2003, Curitiba. Anais eletrônicos. Porto Alegre: ABRH, 2003. 1 CD.

MCCUEN, R. H. Hydrologic Analysis and Design. New Jersey: Prentice Hall, 1ª ed. 1989, 867p. 3ª ed., 2004.

MELLER, Adalberto. Simulação Hidrodinâmica Integrada de Sistema de Drenagem em Santa Maria-RS. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal de Santa Maria, 2004.

MELLER, Adalberto & PAIVA, Eloíza Maria Cauduro Dias de. Simulação Hidrodinâmica iD de Inundações em Sistema de Drenagem Urbana. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, , v. 12, p. 81-92, 2007.

MENDES FILHO, W. M. Vendrame, I. F. & CARVALHO, R. G. Utilização de sistema de informações geográficas para o mapeamento do potencial de retenção de águas pluviais no município de São José dos Campos – SP. Anais XIII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Florianópolis, Brasil, 21-26 abril 2007, INPE, p. 3453-3460.

OGROSKY, H. O.; MOCKUS, V. Hydrology of Agricultural Lands. In: Chow, V. T. Handbook of Applied Hydrology. McGraw-Hill, 1964. cap.21, p. 1-97.

OLIVEIRA, João Bertoldo de. Instituto Agronômico de Campinas IAC. Boletim Científico nº. 45: Solos do Estado de São Paulo: descrição das classes registradas no mapa pedológico, 1999.

PRINCE GEORGE'S COUNTY, Maryland Department of Environmental Resources. Programs and Planning Division. Designs Especification and criteria – Bioretetion.

PRINCE GEORGE'S COUNTY, Maryland Department of Environmental Resources. Programs and Planning Division. Low-Impact Development Hydrologic Analysis, July 1999.

RIGHETTO, A. M. Hidrologia e Recursos Hídricos. São Carlos, EESC/USP, 1998.

SÃO PAULO, Secretaria de Recursos Hídricos, Saneamento e Obras, Departamento DE Águas e Energia Elétrica, Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos. Equações de chuvas

intensas do estado de São Paulo. Convênio Departamento de Águas e Energia Elétrica e Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

SARTORI, A. Avaliação da Classificação Hidrológica do Solo para a Determinação do Excesso de Chuva do Método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos. Total p. Dissertação (mestre em engenharia civil), Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, 2004.

SARTORI, A.; LOMBARDI NETO, F. & GENOVEZ, A. M. Classificação hidrológica de solos brasileiros para a estimativa da chuva excedente com o método do Serviço de Conservação do Solo dos Estados Unidos Parte 2: Aplicação. 2005. Revista Brasileira de Recursos Hídricos – RBRH, v.10, n.4, out/dez, pág. 05-18. 2005b.

SETZER, J; PORTO, R. L. L. Tentativa de avaliação do escoamento superficial de acordo com o solo e seu recobrimento vegetal nas condições do Estado de São Paulo. São PAuo, 1979. Boletim Técnico DAEE. v.2, n.2, p. 81-104.

SIFALDA, V. Entwicklung eines Berechnungsregens für die Bemessung von Kanalnetzen. Gwf-wasser/abwasser, 144(H9), 435-440. 1973.

SILVERIA, Geraldo Lopes da. Goldenful, & AVRUCH, Joel (supervisor). Relatório de Pós-Doutorado. Cobrança pela Drenagem Urbana de Águas Pluviais: Incentivo à Sustentabilidade, 2008.

SOUZA, Tatiane Furlaneto. Drenagem Urbana sob Cenários de Longo Prazo visando Incentivos Ambientais. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2008.

TOMAZ, Plínio. Cálculos Hidrológicos e Hidráulicos para Obras Municipais: Piscinões, Galeiras, Bueiros, Canais, Método SCS, Denver, Santa Bárbara, Racional, TR-55, 2002.

TUCCI, C. E. M. Hidrologia: ciência e aplicação. Organizado por Carlos E. M. Tucci, André L. L. da Silveira... [et al.] – 3ª ed., primeira reimpressão. Porto Alegre: Editora da UFRGS/ABRH, 2004. 1ª ed. 1993.

TUCCI, C. E. M. Modelos Hidrológicos. Editora da UFRGS e ABRH 652 páginas. 1998.

USBR U.S. Bureau of Reclamation - United States Department of the interior. Design of Small Dams. Companhia Editorial S.A. México, D. F. 1977. 639p.

VILLANUEVA, A. O. Simulação de Redes de macrodrenagem urbana. In. Método Numéricos em Recursos Hídricos 6. Organizador Rui Carlos Vieira da Silva. p. 241-308. Porto Alegre. ABRH.

WILKEN, Paulo Sampaio. Engenharia de Drenagem Superficial. São Paulo. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 1978.

YEN, B. C. & CHOW, V. T. Design Hyetographs for Small Drainage Structures. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 106(HY6), 1055-1076, 1980.

YEN, B. C. & CHOW, V. T. Local desing storm. V. II. Report n. FHWA/RD-82-064, Federal Highway Administration, 1983.

Zuffo, A. C. Equações de Chuvas são Eternas? XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica São Pedro, Estado de São Paulo, Brasil, Octubre, 2004. Disponível http://artigocientifico.uol.com.br/uploads/artc_1150911864_48.pdf.

BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH, 266p., 2005.

Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE). Plano Diretor de Macrodrenagem da Bacia do Ribeirão Quilombo. 2002.

Companhia Ambiental do Estado de São Paulo (CETESB). Drenagem Urbana: manual de projeto. São Paulo: CETESB/ASCETESB, 3. Ed., 464 p., São Paulo. 1986.

FERES, R. Análise de processos de erosão acelerada, com base em fotografias aéreas e geoprocessamento: Bacia do Rio Bonito. São Carlos: UFSCar, 2002. 142 p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de São Carlos, 2002.

FUNDAÇÃO SEADE. Disponível em: < http://www.seade.gov.br

IBGE. Banco de dados geodésicos. Sistema Geodésico Brasileiro. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/geodesia/sgb.shtm

IBGE. Projeção da população do Brasil por sexo e idade 1980-2050. Rio de Janeiro: Estudos e Pesquisa – Informação Demográfica e Socioeconômica, revisão 2008, n. 24, 2008.

LATRUBESSE, E.; FRANZINELLI, E. Rios da Amazônia: reconstrução das condições hidrológicas do passado. In: Paleoclimas na Amazônia. Ciência Hoje, v.16, n. 93, p. 40-43, 1993.

SABESP. Dados regionais do município de Matão. http://site.sabesp.com.br/site/interna/Municipio.aspx?secaoId=18&id=169

SÁ MARQUES, J. A.; SOUSA, J. J. Hidráulica urbana – sistemas de abastecimento de água. Imprensa da Universidade de Coimbra. 2007.

VON SPERLING, M. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – Universidade Federal de Minas Gerais. v. 01. 3ª ed. 2005.

SÃO PAULO. Governo do Estado de São Paulo. Secretaria da Indústria, Comércio, Ciência e Tecnologia. Companhia de Promoção de Pesquisa Científica e Tecnológica do Estado de São Paulo – PROMOCET. Programa de Desenvolvimento de Recursos Minerais Pró-

Minério. IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo. Escala 1:1000.000. Ano de referência 1981.

SÃO PAULO. Governo do Estado de São Paulo. Secretaria de Agricultura e Abastecimento do Estado de São Paulo. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA e Instituto Agronômico. Mapa Pedológico do Estado de São Paulo. Escala 1:500.00. 1999

Peel M.C.; Finlayson B.L. & McMahon T0A. Updated world map of the Köppen-Geiger climate classification, Hydrol. Earth SysT0 Sci., 11, 1633-1644, 2007.

SABESP. Dados regionais do município de Matão. http://site.sabesp.com.br/site/interna/Municipio.aspx?secaoId=18&id=169

SÃO PAULO. Governo do Estado de São Paulo. Secretaria da Indústria, Comércio, Ciência e Tecnologia. Companhia de Promoção de Pesquisa Científica e Tecnológica do Estado de São Paulo – PROMOCET0 Programa de Desenvolvimento de Recursos Minerais Pró-Minério. IPT Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo. Escala 1:1000.000. Ano de referência 1981.

SÃO PAULO. Governo do Estado de São Paulo. Secretaria de Agricultura e Abastecimento do Estado de São Paulo. Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA e Instituto Agronômico. Mapa Pedológico do Estado de São Paulo. Escala 1:500.00. 1999

CONSIDERAÇÕES

Considerando a responsabilidade do Poder Público Municipal em buscar o pleno desenvolvimento das funções sociais da cidade, de modo a garantir o bem-estar de seus habitantes e um ambiente ecologicamente equilibrado, para as presentes e futuras gerações, conforme disposto nos artigos 182 e 225 da Constituição Federal, nos artigos 180 e 191 da Constituição Estadual e na Lei nº. 10.257/01;

Considerando as disposições da Lei Municipal nº. 2.092, de 04 de julho de 2008 que "Dispõe sobre o Plano Diretor do Município de Matão";

Considerando as disposições da Lei Municipal nº. 2.517 de 15 de março de 2001 que "Introduz alterações na Lei nº. 665, de 09 de junho de 1998, com as alterações introduzidas na Lei nº. 1.034, de 11 de março de 2002 e pela Lei nº. 1.405, de 21 de junho de 2004, que dispõe sobre o uso e ocupação do solo";

Considerando que a implantação, operação e manutenção dos sistemas de drenagem urbana municipais deverão seguir os princípios jurídicos do uso e intervenção nos recursos hídricos, do uso e da ocupação do solo e do licenciamento ambiental.

Considerando a necessidade de regulamentar os instrumentos da Política Municipal de Drenagem, resolve:

CAPÍTULO I - DA POLÍTICA MUNICIPAL DE MACRODRENAGEM

Seção I - Das Disposições Preliminares

Art. 1º - Fica aprovado o Plano Diretor Municipal de Macrodrenagem constante do anexo desta lei.

Art. 2º - Esta Lei entra em vigor na data de sua publicação.

Art. 3º – Revogam-se as disposições em contrário.

CONSIDERAÇÕES

Considerando a responsabilidade do Poder Público Municipal em buscar o pleno desenvolvimento das funções sociais da cidade, de modo a garantir o bem-estar de seus habitantes e um ambiente ecologicamente equilibrado, para as presentes e futuras gerações, conforme disposto nos artigos 182 e 225 da Constituição Federal, nos artigos 180 e 191 da Constituição Estadual e na Lei nº. 10.257/01;

Considerando as disposições da Lei Municipal nº. 2.092, de 04 de julho de 2008 que "Dispõe sobre o Plano Diretor do Município de Matão";

Considerando as disposições da Lei Municipal nº. 2.517 de 15 de março de 2001 que "Introduz alterações na Lei nº. 665, de 09 de junho de 1998, com as alterações introduzidas na Lei nº. 1.034, de 11 de março de 2002 e pela Lei nº. 1.405, de 21 de junho de 2004, que dispõe sobre o uso e ocupação do solo";

Considerando que a implantação, operação e manutenção dos sistemas de drenagem urbana municipais deverão seguir os princípios jurídicos do uso e intervenção nos recursos hídricos, do uso e da ocupação do solo e do licenciamento ambiental.

Considerando a necessidade de instituir a Política Municipal de Drenagem, especificamente quanto aos sistemas de macrodrenagem, resolve:

CAPÍTULO I - DA POLÍTICA MUNICIPAL DE MACRODRENAGEM

Seção I - Das Disposições Preliminares

Art. 1º - Fica instituída a Política Municipal de Drenagem, a ser implantada conforme o resumo dos estudos técnicos constante do Anexo I desta lei.

Art. 2º - Para os efeitos da Política Municipal de Drenagem considera-se:

1) Plano Diretor de Macrodrenagem: conjunto de diretrizes técnicas, operacionais que determinam a gestão do sistema de macrodrenagem, e de intervenções e ações necessárias que visam minimizar os impactos ambientais decorrentes do escoamento das águas pluviais sobre os canais e talvegues naturais ou artificiais;

2) Plano Diretor de Microdrenagem: conjunto de diretrizes técnicas, operacionais que determinam a gestão do sistema de Microdrenagem, e de intervenções e ações necessárias que visam minimizar os impactos ambientais decorrentes do escoamento das águas pluviais sobre as áreas urbanizadas fora dos canais e talvegues naturais ou artificiais;

3) Sistema de microdrenagem: drena pequenas vazões e volumes provenientes de pequenas áreas urbanizadas, ou seja, sub-bacias com superfície da ordem de 1 ha ou inferiores. Compõem o sistema de microdrenagem, por exemplo, as vias, as sarjetas, as bocas de lobo, os tubos e conexões e os poços de visita;

4) Sistema de macrodrenagem: é responsável pela drenagem de vazões mais significativas, provenientes de áreas de drenagem maiores, ou seja, sub-bacias com superfície da ordem de alguns hectares a alguns km². Compõem os sistemas de macrodrenagem as grandes galerias pluviais (acima de 1 metro de diâmetro), os cursos d'água (córregos, ribeirões, riachos etc.), canalizados ou não, os

bueiros, as pontes, os reservatórios de detenção e outros similares, etc.;

Seção II - Dos Princípios, Objetivos e Instrumentos

Art. 3º - São os princípios da Política Municipal de Drenagem:

1) Princípio do Direito Humano Fundamental: o meio ambiente protegido é um direito difuso, já que pertence a todos e é um direito humano fundamental.
2) Princípio da Precaução: estabelece a vedação de intervenções no meio ambiente, salvo se houver a certeza que as alterações não causarão reações adversas.
3) Princípio da Prevenção: estabelece a obrigatoriedade do licenciamento ambiental e do estudo de impacto ambiental para intervenções cujos impactos ambientais sejam previsíveis.
4) Princípio da Responsabilidade: a pessoa física ou jurídica responde por suas ações ou omissões em prejuízo do meio ambiente, ficando sujeito a sanções cíveis, penais ou administrativas.
5) O Princípio do Usuário Pagador: estabelece que o usuário do recurso ambiental deverá suportar seus custos diretos e indiretos, sem que essa cobrança resulte na imposição de taxas abusivas. Então, não há que se falar em Poder Público ou terceiros suportando esses custos, mas somente naqueles que dele se beneficiaram. Cessa a transferência dos custos externalizados decorrentes do uso e gozo dos recursos ambientais para o Poder Público ou para as gerações futuras.
6) O Princípio do Poluidor Pagador: obriga quem poluiu a pagar pela poluição causada ou que pode ser causada.
7) Princípio do Equilíbrio: a Administração Pública deverá estudar todas as implicações que podem ser desencadeadas

por qualquer intervenção no meio ambiente, devendo adotar a solução que busque alcançar o desenvolvimento sustentável e fiscalizar sua correta implantação;

8) Princípio do Limite: a Administração Pública deverá fixar parâmetros limites para o uso ou intervenção dos recursos naturais, visando sempre promover o desenvolvimento sustentável.

Art. 4º - São objetivos da Política Municipal de Drenagem:

1) Implantar um sistema eficaz e permanente de fiscalização e gerenciamento da drenagem das águas pluviais das áreas urbana e rural e dos sistemas de macrodrenagem e microdrenagem;

2) Promover o aumento da segurança da população e a melhora da qualidade de vida da população;

3) Fomentar um modelo de desenvolvimento sócio-ambiental e econômico que seja sustentável;

4) Preservar, prioritariamente, a drenagem dos cursos d'água em seu leito ou talvegue natural, desde que comprovada sua viabilidade técnica;

5) Priorizar a preservação e a proteção do patrimônio cultural do município relacionado à drenagem, desde que comprovada sua viabilidade técnica;

6) Adotar padrões e limites de ocupação do solo compatíveis com os objetivos deste artigo;

7) Dar prioridade à redução das taxas de impermeabilização do solo em regiões urbanizadas pela adoção de medidas não-estruturais adequadas, desde que comprovada sua viabilidade técnica;

8) Promover o aumento da infiltração de água no solo pela adoção de técnicas ambientalmente adequadas e reconhecidamente eficientes;

9) Implantar e adequar dispositivos viários e de drenagem que minimizem os riscos de inundações e fortes correntezas;

10) Implantar e adequar dispositivos viários e de drenagem que minimizem seus custos de recuperação e manutenção;

11) Promover a integração do gerenciamento dos sistemas de drenagem de águas pluviais e de saneamento ambiental no município;

12) Promover a reurbanização dos fundos de vale privilegiando a implantação de parques lineares;

13) Fiscalizar os lançamentos clandestinos de efluentes e resíduos de toda espécie nos cursos d'água e aplicar as penalidades previstas em lei;

14) Promover a capacitação técnica da Administração Pública para o gerenciamento das águas pluviais;

15) Promover o esclarecimento, a educação e a conscientização sobre a drenagem das águas pluviais;

16) Promover a discussão pública dos temas relacionados à drenagem das águas pluviais;

17) Promover o envolvimento da sociedade civil organizada e dos diversos agentes públicos com os temas relacionados à drenagem das águas pluviais;

Art. 5º - São os instrumentos da Política Municipal de Drenagem:

1) A base de informações dos sistemas municipais de micro e macrodrenagem;

2) Os planos diretores municipais de micro e macrodrenagem;

3) O sistema de cobrança pela implantação e interligação dos sistemas de micro e macrodrenagem, limitada a:

a) Contribuição de melhorias e

b) Outorga onerosa.

Parágrafo único: é vedada a cobrança continuada ou descontinuada pelo uso dos sistemas de micro e macrodrenagem.

1) O enquadramento dos cursos d'água permanentes e intermitentes do município em classes de capacidade do lançamento dos escoamentos superficiais diretos e concentrados;

2) O Manual Municipal de Drenagem que conterá as diretrizes técnicas, metodologias e métodos suficientes para o cálculo da drenagem superficial além dos procedimentos normativos para análise e aprovação de estudos e projetos de drenagem no município;

3) O Fundo Municipal de Drenagem que receberá aportes de recursos dos órgãos de fomento e financiamento destinados à drenagem, além dos recursos advindos do sistema de cobrança e outras fontes.

Seção III - Da Abrangência

Art. 6º - Esta Política Municipal de Drenagem aplica-se a todos agentes públicos e privados responsáveis pela gestão dos sistemas de drenagem, pela manutenção de seus dispositivos ou que possuam áreas drenadas para os talvegues e cursos d'água do município, permanentes ou intermitentes.

Seção IV - Das Atribuições da Administração Pública Municipal

Art. 7º - A Administração Pública deverá constituir o Conselho Municipal de Drenagem, composto, de maneira balanceada, por membros da municipalidade, do estado e da sociedade civil organizada, em números iguais, para deliberação e acompanhamento dos assuntos relacionados à drenagem no município;

Parágrafo único: a Administração Pública Municipal custeará as atividades do Conselho Municipal de Drenagem e proporcionará adequadas condições para sua atuação

Art. 8º - A Administração Pública Municipal deverá manter atualizada, com periodicidade máxima de 2 (dois) anos, a base de informações dos sistemas de micro e macrodrenagem municipais.

Art. 9º - Administração Pública Municipal deverá elaborar, atualizar com uma periodicidade máxima de 10 (dez) anos, publicar e implementar os Planos Diretores Municipais de Micro e Macrodrenagem nos âmbitos urbano e rural.

Art. 10º - A Administração Pública Municipal deverá regulamentar e fiscalizar o sistema de cobrança pela implantação e interligação dos sistemas de micro e macrodrenagem;

Art. 11 - A Administração Pública Municipal deverá propor ao Conselho Municipal de Drenagem o enquadramento dos talvegues e cursos d'água municipais em classes de capacidade de receberem escoamentos diretos e concentrados.

Parágrafo único: a fiscalização, a aplicação de multas e sansões e a observância a este enquadramento cabe à Administração Pública Municipal.

Art. 12. - A Administração Pública Municipal fará as devidas gestões junto a seu corpo gestor e aos órgãos competentes de fomento e financiamento para a manutenção do aporte dos recursos necessários à implantação da Política Municipal de Drenagem e dos Planos Diretores Municipais de Micro e Macrodrenagem.

Art. 13. - A Administração Pública Municipal se empenhará para que os objetivos e diretrizes desta Política Municipal de Drenagem sejam incorporados ao Plano Plurianual, à Lei de Diretrizes Orçamentárias, à Lei Orçamentária Anual, ao Código de Edificações, ao Código de Posturas, ao Código Sanitário e às demais normas, instruções e códigos correlatos do município.

Art. 14. - A Administração Pública Municipal deverá elaborar, aprovar, publicar, adotar e fazer adotar o Manual Municipal de Drenagem constante do Plano Diretor de Macrodrenagem.

Art. 15. – A Administração Pública Municipal deverá implementar e garantir a manutenção do Fundo Municipal de Drenagem.

Parágrafo único: o Conselho Municipal de Drenagem discutirá e deliberará, de acordo com esta Política Municipal de Drenagem e seus Planos Diretores Municipais de Micro e Macrodrenagem, a aplicação dos recursos do Fundo Municipal de Drenagem.

CAPÍTULO II – DAS DISPOSIÇÕES GERAIS E TRANSITÓRIAS

Art. 16. - O Poder Executivo regulamentará a presente Lei, no que for julgado necessário à sua execução.

Art. 17. – Esta Lei entra em vigor na data de sua publicação.

Art. 18. – Revogam-se as disposições em contrário.

O Departamento de Recursos Naturais e Conservação do Solo norte-americano, NRCS ("National Resources Conservation Service"), antigo SCS (Soil Conservation Service) realizou trabalhos com o objetivo de estabelecer relações entre precipitação, deflúvio superficial, vegetação, tipo e ocupação do solo. Apesar de, originalmente ter sido desenvolvido para pequenas bacias rurais e eventos chuvosos diários, tem sido adaptado para as condições urbanas. O método propõe um simples equacionamento relacionando a altura precipitada ,hp, à altura da lâmina escoada,hq, e o índice de armazenamento d'água na bacia, S, como apresentado pela equação a seguir:

$$\frac{h_q}{S} = \frac{\left(\frac{h_p}{S} - 0{,}2\right)^2}{\frac{h_p}{S} + 0{,}8}$$

Equação 38

Em que:

hq: altura da lâmina d'água escoada (mm);

hp: altura precipitada (mm);

S : índice de armazenamento d'água na bacia (mm);

Válida quando hp.>0,2 .S Para hp ≤0,2.S o modelo admite que não ocorre deflúvio superficial, ou seja, hq = 0

O índice de armazenamento de água na bacia é expresso conforme a equação a seguir:

$$S = \frac{254 \cdot (100 - CN)}{CN}$$

Equação 39

Em que:

- "CN": "Curve Number" ou número de deflúvio.

Sabe-se que a quantidade de chuvas anteriores e conseqüentes umidades anteriores do solo são bastante significativas para o cálculo das vazões extremas. Dessa maneira, o Método NRCS distingue três condições de umidade do solo:

- Condição I: solos secos - chuvas recentes não ultrapassam 1 mm;
- Condição II: solos umedecidos - chuvas nos últimos cinco dias atingindo um total de até 40 mm. Esta condição é normalmente assumida em projetos de drenagem urbana;
- Condição III: solos úmidos (próximos da saturação) - chuvas nos últimos dias superiores a 40 mm.

Hawkins et al. (1985) desenvolveram correlações entre a retenção potencial máxima para as condições I e III (SI e SIII) e a retenção potencial máxima para a condição II (SII):

$$S_I = 2{,}281 \cdot S_{II}$$

Equação 40

$$S_{III} = 0{,}427 \cdot S_{II}$$

Equação 41

Em que:

- S_I : ·índice de armazenamento para a condição I
- S_{II} : ·índice de armazenamento para a condição II
- S_{III} : ·índice de armazenamento para a condição III

Hawkins et al. ainda determinaram equações que correlacionam o "CN" da condição II com as demais condições, as quais são válidas para o intervalo 50 ≤ "CN" ≤ 95:

$$CN_I = \frac{CN}{2{,}281 - 0{,}01281 \times CN}$$

Equação 42

$$CN_{III} = \frac{CN}{0{,}427 - 0{,}00573 \times CN}$$

Equação 43

O Método NRCS também distingue quatro tipos de solos, a saber:

- Grupo A: solos arenosos com baixo teor de argila; total inferior a 8%; não há rocha nem camadas argilosas, até profundidade de l m;
- Grupo B: solos arenosos, menos profundos que os solos do Grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%;
- Grupo C: solos barrentos com teor de argila entre 20 e 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m;
- Grupo D: solos barrentos com teor de argila acima de 30%.

As tabelas referentes ao Número da Curva ("CN") a serem adotadas para as áreas urbanas e rurais no presente estudo serão apresentadas em item especifico a seguir onde se procede a explanação acerca do Método de determinação do "CN".

O Método NRCS prevê ainda determinação do volume escoado nas bacias de cabeceira utilizando a técnica do hidrograma unitário, tendo em vista a ausência de medidas hidráulicas nas bacias em questão.

O método do hidrograma unitário adimensional do NRCS foi obtido após uma extensiva análise de dados observados em várias pequenas bacias hidrográficas de diversas partes dos Estados Unidos. O hidrograma unitário adimensional é um hidrograma unitário médio que melhor representou os diversos hidrogramas unitários obtidos

para as diversas bacias hidrográficas estudadas (McCuen, 2004). Hjelmfelt e Cassidy (1975) citados por Genovez (1991) recomendam o método para bacias com áreas menores que 2.600 km².

O hidrograma unitário adimensional do NRCS, também conhecido como hidrograma unitário curvilíneo (HUC-NRCS), possui o tempo de base igual a cinco unidades do tempo de pico (5tp) e cerca de 3/8 (37,5%) do volume total escoado superficialmente ocorre antes do tempo de pico. O ponto de inflexão ocorre aproximadamente a 1,7 tp. Este hidrograma é apresentado na Figura 166 e na Quadro 54 encontram-se os valores da abscissa (t/tp) e da ordenada (q/qp) do HUC-NRCS.

Quadro 54 - Relações para o calculo do hidrograma curvilíneo do NRCS e de sua curva de massa.

t/t_p	q/q_p	Q_a/Q	t/t_p	q/q_p	Q_a/Q	t/t_p	q/q_p	Q_a/Q
0,0	0,000	0,000	1,1	0,990	0,450	2,4	0,147	0,934
0,1	0,030	0,001	1,2	0,930	0,522	2,6	0,107	0,953
0,2	0,100	0,006	1,3	0,860	0,589	2,8	0,077	0,967
0,3	0,190	0,012	1,4	0,780	0,650	3,0	0,055	0,977
0,4	0,310	0,035	1,5	0,680	0,700	3,2	0,040	0,984
0,5	0,470	0,065	1,6	0,560	0,751	3,4	0,029	0,989
0,6	0,660	0,107	1,7	0,460	0,790	3,6	0,021	0,993
0,7	0,820	0,163	1,8	0,390	0,822	3,8	0,015	0,995
0,8	0,930	0,228	1,9	0,330	0,849	4,0	0,011	0,997
0,9	0,990	0,300	2,0	0,280	0,871	4,5	0,005	0,999
1,0	1,000	0,375	2,2	0,207	0,908	5,0	0,000	1,000

q: vazão no tempo t; qp: vazão de pico; Qa: volume acumulado no tempo t; Q: volume total; tp: tempo de pico do hidrograma.

Fonte: McCuen, 2004.

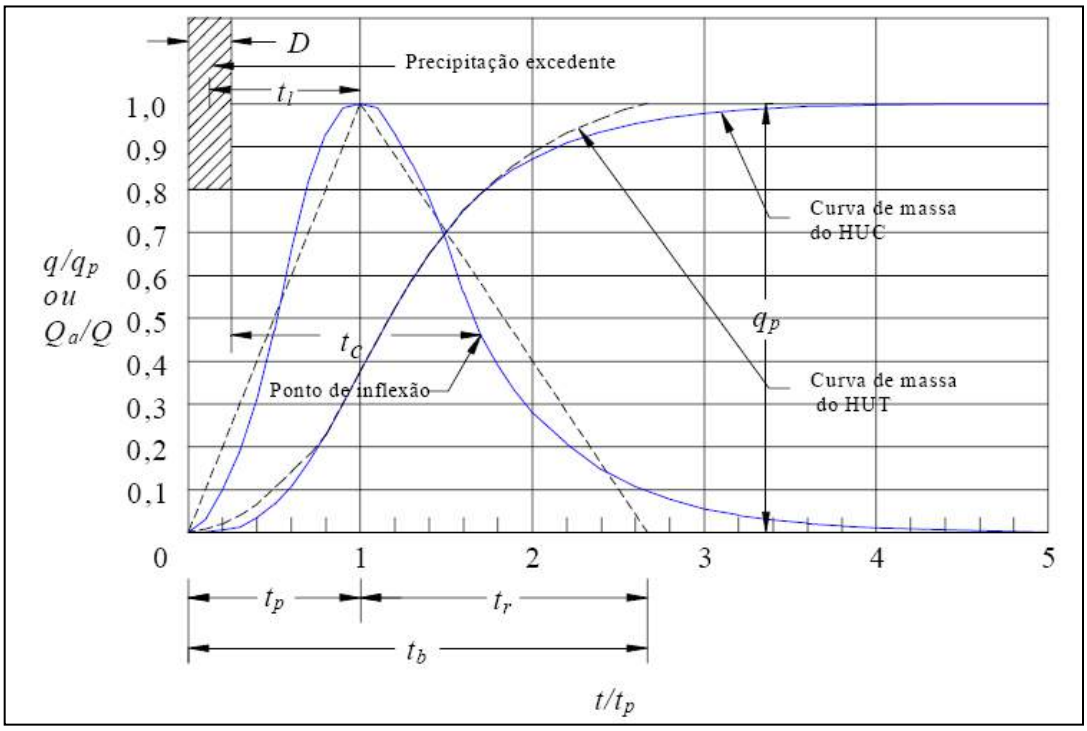


Figura 166 - Hidrograma Unitário Curvilíneo Adimensional e o Hidrograma Unitário Triangular Equivalente

Fonte: McCuen, 2004.

O HUC-NRCS foi aproximado por um hidrograma unitário adimensional triangular (HUT-NRCS), o qual possui características similares a do HUC-NRCS. Isso pode ser observado na Figura 166. O tempo de base do HUT-NRCS é menor que o do HUC-NRCS, sendo somente 8/3 do tempo de pico (2,67tp). A área antes do tempo de pico para os dois hidrogramas é a mesma, ou seja, o volume escoado superficialmente que ocorre antes do pico nos dois hidrogramas é igual a 3/8 (37,5%) do volume total escoado superficialmente.

A área abaixo da linha que desenha o hidrograma unitário é igual ao volume do escoamento superficial, para o HUT-NRCS esse volume pode se determinado pelas características geométricas (McCuen, 2004):

$$Q = \frac{1}{2} \cdot q_p \cdot \left(t_p + t_r\right)$$

Equação 44

Em que,

qp - vazão de pico

tp - tempo de pico

tr - tempo de recessão

Isolando qp temos:

$$q_p = \frac{K \cdot Q}{t_p}$$

Equação 45

Sendo que:

$$K = \frac{2}{1 + \frac{t_r}{t_p}}$$

Equação 46

O valor de tr/tp é uma constante que para uma dada cheia pode ser obtida através dos hidrogramas registrados. Da grande análise de dados, foi adotado o valor médio de 5/3 para tr/tp (Ogrosky e Mockus, 1964; USBR, 1977). Com este valor, obtêm-se K = 3/4.

Para se obter qp em m²/s, usando tp em horas, Q em cm e introduzindo a área da bacia de drenagem A em km², no segundo membro da Equação 45, é necessário multiplicá-lo pela constante 25/9 (2,778). Introduzindo também o valor de K, chega-se a equação:

$$q_p = 2{,}083 \cdot \frac{A \cdot Q}{t_p}$$

Equação 47

Em que:

qp - vazão de pico em m³/s

A - área de drenagem em km²

tp – tempo de pico em horas

Q - precipitação excedente em cm.

Segundo McCuen (2004), a constante 25/12 (2,083) reflete um hidrograma unitário triangular que tem 3/8 de sua área abaixo da curva de ascensão. Para bacias localizadas completamente ou parcialmente em regiões montanhosas, pode-se esperar um valor maior que 3/8 e, portanto, a constante da equação 2.29 pode se aproximar de 625/242 (2,582). Para bacias planas, em áreas de brejo ou alagadas (banhados), pode ser da ordem de 625/484 (1,291).

O tempo de retardamento tl e o tempo de recessão tr foram associados empiricamente ao tempo de concentração, chegando às seguintes relações (Genovez, 2001):

$$t_l = 0{,}6 \cdot t_c$$

Equação 48

$$t_r = 1{,}67 \cdot t_p$$

Equação 49

O termo 0,6.tc é um fator empírico adotado por hidrólogos do NRCS como representativo do tempo de retardamento tl. Este fator depende do tempo de concentração tc (Genovez, 2001).

Com base na figura 2.11, o tempo de pico tp pode ser expresso em função da duração unitária da precipitação excedente D e do tempo de concentração da bacia tc, permitindo duas relações (McCuen, 2004):

$$t_c + D = 1{,}7 \cdot t_p$$

Equação 50

$$\frac{D}{2} + 0{,}6 \cdot t_c = t_p$$

Equação 51

Resolvendo o sistema formado pelas equações acima para D, encontra-se (McCuen, 2004):

$$D = 0{,}133 \cdot t_c$$

Equação 52

Portanto, o tempo de pico pode ser escrito em função do tempo de concentração:

$$t_p = \frac{2}{3} \cdot t_c$$

Equação 53

Expressando a Equação 47 em função do tempo de concentração, resulta (McCuen, 2004):

$$q_p = 3{,}125 \cdot \frac{A \cdot Q}{t_c}$$

Equação 54

Sendo:

qp - vazão de pico em m³/s

A - área de drenagem em km²

tc – tempo de concentração em horas

Q - precipitação excedente em cm.

Com os valores de qp, A, tc e Q = 1 cm obtêm o hidrograma unitário adimensional triangular do NRCS. O hidrograma unitário adimensional curvilíneo pode ser construído com os valores de qp e tp, usando as relações do Quadro 54.

"Curve Number", ou Número da Curva, é o principal parâmetro para elaboração do estudo de vazões de pico de uma determinada região, desta forma, a aproximação dos valores leva em consideração as características do solo, conforme acima apresentado, segundo a Classificação dos grupos hidrológicos do mesmo, combinando estes aos tipos de uso e ocupação do solo evidenciado na referida região.

No Brasil a classificação dos solos existente diverge da classificação proposta pela metodologia NRCS, tradicionalmente utilizada, pois existem tipos de solos e de uso do solo diversos daqueles calibrados para os Estados Unidos.

Desta forma, a seguir está apresentada a metodologia de classificação quanto ao "CN" que foi utilizada nesse projeto, que é uma adaptação para a realidade brasileira selecionadas dentre as bibliografias estudadas, sendo ela: a metodologia proposta por Lombardi Neto em 1989, que foi ampliada e aplicada por Sartori (2004), conforme publicações da Revista Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH (Sartori et al., 2005).

Sartori et. al (2005)

A proposta de extensão e adaptação do método elaborado por Lombardi Neto (1989) publicada por Sartori et al (2005), tem por objetivo utilizar a metodologia proposta pelo NRCS para determinação de chuva excedente, de forma que a mesma possa ser adaptada à realidade brasileira, quando aos tipos de solos existentes, e as características dos mesmos que os classificam como pertencentes aos grupos hidrológicos "A", "B", "C" ou "D".

De acordo com o manual – National Engineering Handbook, Part. 630, Capítulo 9 – Hydrologic Soil-Cover Complexes, o "Curve Number", para áreas rurais e urbanas podem ser definidos, conforme mostram os quadros a seguir. Estes mesmos quadros foram

adaptados e apresentados por McCuen (2004) em Hydrologic Analysis and Design – Third Edition. Os quadros a seguir foram traduzidos de forma a facilitar a compreensão.

Quadro 55 – "Curve Number" para Áreas Rurais (Agricultura) (1)

Uso do solo	Descrição do tipo de uso e ocupação do solo (2)	Condição Hidrológica (3)	Grupos Hidrológicos			
			A	B	C	D
Solo exposto (preparo para cultivo)	Solo exposto	--	77	86	91	94
	Cobertura de resíduos de culturas (CR)	Pobre	76	85	90	93
		Boa	74	83	88	90
Solo Cultivado	Superfície limpa (SR)	Pobre	72	81	88	91
		Boa	67	78	85	89
	SR + CR	Pobre	71	80	87	90
		Boa	64	75	82	85
	Com curvas de nível (C)	Pobre	70	79	84	88
		Boa	65	85	82	86
	C + CR	Pobre	69	78	83	87
		Boa	64	74	81	85
	Com curvas de nível & terraceado (C & T)	Pobre	66	74	80	82
		Boa	62	71	78	81
	C & T + CR	Pobre	65	73	79	81
		Boa	61	70	77	80
Pequenas plantações ou culturas	SR	Pobre	65	76	84	88
		Boa	63	75	83	87
	SR + CR	Pobre	64	75	83	86
		Boa	60	72	80	84
	C	Pobre	63	74	82	85
		Boa	61	73	81	84
	C + CR	Pobre	62	73	81	84
		Boa	60	72	80	83
	C & T	Pobre	61	72	79	82
		Boa	59	70	78	81
	C & T + CR	Pobre	60	71	78	81
		Boa	58	69	77	80
Plantações de legumes ou cultivados ou Culturas ou pastos rotativos	SR	Pobre	66	77	85	89
		Boa	58	72	81	85
	C	Pobre	64	75	83	85
		Boa	55	69	78	83
	C & T	Pobre	63	73	80	83
		Boa	51	67	78	80
Pastagens, cultura permanente ou forragem para formação de pastagens (4)	--	Pobre	68	79	86	89
	--	Média	49	69	79	84
	--	Boa	39	61	74	80
Campos permanente	--	Boa	30	58	71	78
Parques e Jardins (5)	--	Pobre	48	67	77	83
	--	Média	35	56	70	77
	--	Boa	30 (6)	48	65	73
Combinação de áreas com pastagens e áreas florestadas ou reflorestadas (7)	--	Pobre	57	73	82	86
	--	Média	43	65	76	82
	--	Boa	32	58	72	79
Áreas Florestadas (8)	--	Pobre	45	66	77	83
	--	Média	36	60	73	79
	--	Boa	30	55	70	77
Chácaras, construções rurais e estradas de terra	--	--	59	74	82	86
Vias	Não pavimentada	--	72	82	87	89
	Cascalho	--	76	85	89	91

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

Condição media de Número da Curva (runoff), considerando Ia=0.2;

Áreas cobertas com resíduos de culturas deverá ser utilizado para até 5% de cobertura durante o ano;

Condições hidrológicas são baseadas em uma combinação de fatores que pode afetar a infiltração e o escoamento superficial, incluindo: a) densidade de áreas cultivadas por vegetais; b) período no qual a área esta coberta ou vegetada durante o ano; c) quantidade de área gramada ou cultivada por leguminosas; d) percentual de resíduos de culturas anteriores sobre a superfície (boa > 20%), e e) grau de superfície compacta. Pobre: fatores que dificultam a infiltração e colaboram com o aumento do escoamento superficial. Bom: fatores que colaboram com a infiltração, e, portanto, reduzem o escoamento superficial.

Pobre: < 50% cobertura ou pastagem densa. Média: 50-75% coberto, sem pastagem densa; boa > 75% de cobertura e pastagem rara ou ocasional.

Pobre: < 50% cobertura; Média: 50-75% cobertura; Boa> 75% de cobertura.

O valor mínimo de "CN" deve ser igual a 30, ainda que o valor obtido seja inferior.

"CN" determinado neste caso considera 50% da área coberta com árvores ou vegetação densa, e os outros 50% de área com pastagem. Outras combinações podem ser obtidas calculando-se "CN" de áreas florestadas em composição com o "CN" de áreas de pastagens.

Pobre: pequenas florestas, árvores de pequeno porte, e áreas arbustivas destruídas por pastagens ou queimadas regularizadas. Média: as árvores estão menos densas, mas não houve queima, e há uma cobertura razoável de área florestada. Boa: as árvores estão protegidas e as demais áreas cobertas.

De acordo com Sartori (2004), a adaptação das tabelas do "CN" para usos agrícolas, principalmente sobre as definições dos tipos de culturas e manejo agrícola baseada nos resultados do estudo proposto em sua dissertação e nos trabalhos de Silva (1996) e Lombardi Neto (não publicado), e também nos próprios valores do "CN" da tabela do NRCS, resultam no quadro a seguir.

Quadro 56 – "CN" de escoamento superficial para usos agrícolas (Ia = 0,2.S, condição II de umidade antecedente e condição hidrológica superficial média)

Descrição da cobertura		Número da curva para os grupos			
Uso	Tratamento ou manejo do solo	A	B	C	D
Solo Exposto	Solo exposto	83	86	91	94
	Terra Arada + SRC	81	85	90	93
	RCS	75	83	88	90
Culturas Anuais (Ca)	N* + SRC	77	84	89	91
	N* + RCI	72	80	85	88
	N* + RCSI	66	74	80	82
	N* + RCS	63	70	77	80
Culturas Temporárias (Ct)	N*	65	75	81	83
	N* + RCS	61	71	78	81
Culturas Perenes (Cp)	N*	43	65	76	82
	N* + RCS	32	58	72	79
Pastagem	Degradada	68	79	86	89
	Nativa	49	69	79	84
	Melhorada	39	61	74	80
Reflorestamento	N*	45	66	77	83
	N* + RCS	35	55	70	77
Vegetação Natural	Capoeira	30	48	65	73
	Mata	20	400	49	52
Estradas e Construções Rurais < 50% impermeável		59	74	82	86
Estradas e Construções Rurais > 50% impermeável		72	82	87	89

Fonte: Sartori (2004)

Legenda:

N*: Plantio em nível ou contorno

Ca: Culturas anuais (plantio e colheita anual). Exemplo: milho, soja, etc.

Ct: Culturas temporárias (plantio a cada 3 ou mais anos). Exemplo: cana-de-açúcar

Cp: Culturas perenes. Exemplo: pomar, café.

SRC: Sem resíduo cultural

RCI: Resíduo cultural incorporado < 2 t/ha

RCSI: Resíduo cultural semi-incorporado 2 a 4 t/ha

RCS: Resíduo cultural na superfície > 5 t/ha

Pastagem: Degradada - presença de compactação superficial, utilização de queimadas, e até 25 % da área sem vegetação, mesmo no período chuvoso. Nativa: Pasto natural sendo feito controle de manejo de animais e limpezas esporádicas. Melhorada: Correção de acidez e fertilização, plantio de gramíneas adaptadas, manejo de animais.

Quadro 57 – "Curve Number" para áreas urbanas[15]

Descrição do tipo de cobertura e condições hidrológicas	Área Impermeável (%)[16]	Grupo Hidrológico			
		A	B	C	D
Área urbana totalmente desenvolvida (vegetação estabilizada)		--	--	--	--
Espaços livres (parques, cemitérios, etc)[17]		--	--	--	--
Condições ruins (cobertura vegetal < 50%)		68	79	86	89
Condições médias (cobertura vegetal 50-75%)		49	69	79	84
Condições boas (cobertura vegetal > 75%)		39	61	74	80
Áreas impermeáveis		--	--	--	--
Estacionamentos pavimentados, telhados e ruas		98	98	98	98
Ruas e rodovias		--	--	--	--
Pavimentadas, com sistema de drenagem		98	98	98	98
Pavimentadas, sem sistema de drenagem		83	89	92	93
Cascalho		76	85	89	91
Não pavimentada		72	82	87	89
Áreas urbanas não ocupadas		--	--	--	--
Áreas permeáveis (natural)[18]		63	77	85	88
Áreas impermeáveis (artificial)		96	96	96	96
Distritos urbanos: Comercial	85	89	92	94	95
Distritos urbanos: Industrial	72	81	88	91	93
Residencial: Tipo 1 (aprox. 500 m²)	65	77	85	90	92
Residencial: Tipo 2 (aprox. 1000 m²)	38	61	75	83	87
Residencial: Tipo 3 (aprox. 1350 m²)	30	57	72	81	86
Residencial: Tipo 4 (aprox. 2000 m²)	25	54	70	80	85
Residencial: Tipo 5 (aprox. 4050 m²)	20	51	68	79	84
Residencial: Tipo 6 (aprox. 8100 m²)	12	46	65	77	82
Áreas urbanas em desenvolvimento (permeável, sem vegetação)		77	86	91	94

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

15 Condição de escoamento superficial média, e Ia = 0.2S;

16 O percentual de área impermeável considerado foi utilizado na composição do "CN". Outros aspectos adotados: áreas impermeáveis estão conectadas diretamente ao sistema de drenagem, áreas impermeáveis tem "CN" igual a 98, e áreas permeáveis são consideradas como espaços abertos e com boas condições de drenagem;

17 "CN" apresentado equivale ao de áreas gramadas ou com pastagem. Um "CN" composto pode ser utilizada para outras combinações de áreas abertas;

18 "CN" composto para áreas naturalmente desocupadas devem ser consideradas utilizando as figuras abaixo, fundamentadas na área impermeável ("CN" = 98) e na área permeável ("CN" variável). Para as áreas permeáveis adota-se como equivalente condições hidrológicas ruins.

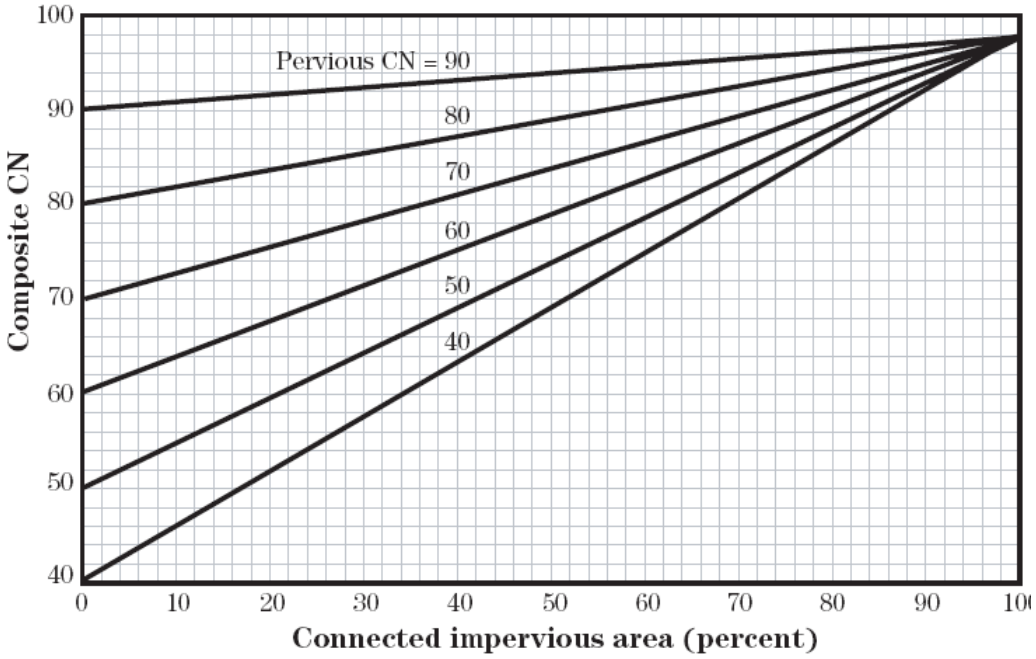


Figura - 167 "CN" composto para áreas impermeáveis conectadas

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

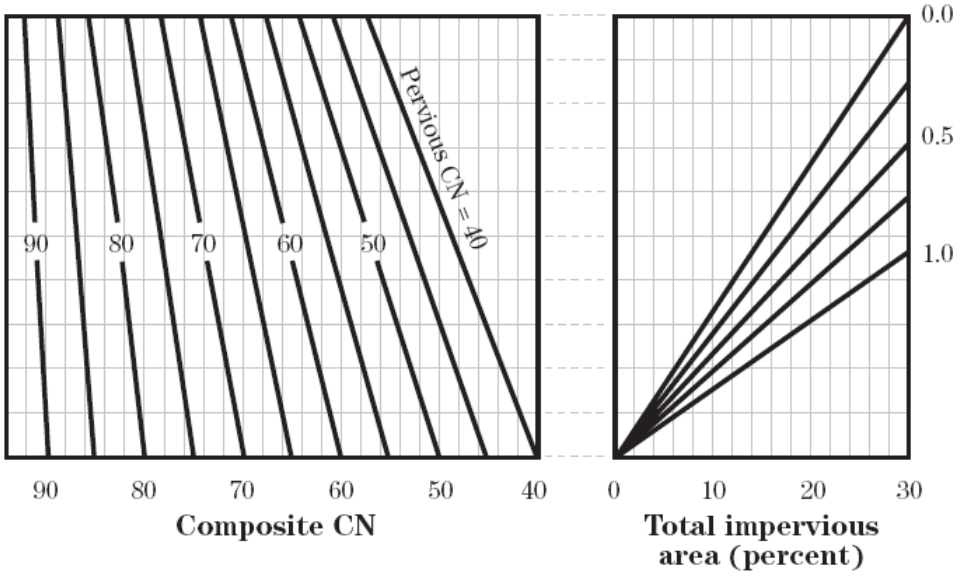


Figura 168 - "CN" composto para áreas impermeáveis isoladas e inferior a 30%

Fonte: 210-VI-NEH, July 2004

Para a verificação dos canais será utilizado o equacionamento de Manning:

$$Q = \frac{\sqrt{I}}{n} \cdot A_m \cdot Rh^{2/3}$$

Equação 55

$$Q = V \cdot A_m$$

Equação 56

$$Rh = \frac{A_m}{P_m}$$

Equação 57

Em que:

Q : vazão máxima da seção (m^3/s);

V : velocidade média da seção transversal (m/s);

A_m : seção transversal na altura da lâmina d'água (m^2);

P_m : perímetro molhado (m);

Rh : raio hidráulico da seção (m);

I : declividade longitudinal média do trecho (m/m);

n : coeficiente de rugosidade de Manning equivalente à altura do escoamento.