



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS E ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL**

Maria Eduarda Pereira Alves

**SIMULAÇÃO DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS EM
CASCATA COM O MODELO MGB**

Porto Alegre

Dezembro 2018

Maria Eduarda Pereira Alves

**SIMULAÇÃO DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS EM CASCATA COM
O MODELO MGB**

TRABALHO DE CONCLUSÃO
APRESENTADO AO CURSO DE
ENGENHARIA AMBIENTAL DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE
DO SUL COMO PARTE DOS REQUISITOS
PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO AMBIENTAL.

Orientador: Prof. Fernando Mainardi Fan
Coorientador: Msc. Ayan Santos Fleischmann

Porto Alegre

Dezembro 2018

CIP - Catalogação na Publicação

Pereira Alves, Maria Eduarda
Simulação de rompimento de barragens em cascata com
o modelo MGB / Maria Eduarda Pereira Alves. -- 2018.
128 f.
Orientador: Fernando Mainardi Fan.

Coorientador: Ayan Santos Fleischmann.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto
de Pesquisas Hidráulicas, Curso de Engenharia
Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. Rompimento de barragens. 2. Modelos matemáticos.
3. MGB. 4. Método inercial. I. Mainardi Fan, Fernando,
orient. II. Santos Fleischmann, Ayan, coorient. III.
Titulo.

Maria Eduarda Pereira Alves

SIMULAÇÃO DE ROMPIMENTO DE BARRAGENS EM CASCATA COM
O MODELO MGB

Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul defendido e aprovado em **12/12/2018** pela Comissão avaliadora constituída pelos membros:

Banca Examinadora:

.....
Msc. Ayan Santos Fleischmann - Coorientador

.....
Prof. Dr. Daniela Guzzon Sanagiotto – Departamento de Hidromecânica e Hidrologia

.....
Msc. Franciele Zanandrea – Departamento de Hidromecânica e Hidrologia

Conceito:.....

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar meus sinceros agradecimentos:

Primeiramente aos meus pais Silvano e Carla e a minha irmã Fernanda, por sempre estarem dispostos a me ajudar e pelo apoio, incentivo e carinho ao longo de toda a graduação e em todos os momentos da minha vida. Vocês são as minhas maiores motivações e uma parte essencial de cada etapa e realizações que conquistei.

Ao meu orientador Fernando Fan e meu coorientador Ayan Fleischmann pela dedicação, paciência e pelo apoio. Agradeço por todos os ensinamentos oferecidos e pela grande contribuição na realização deste trabalho.

Ao Maurício Loureiro, pela companhia, carinho, apoio e incentivo, e por tornar os meus dias mais felizes com a sua presença.

Aos meus amigos e colegas do curso, em especial a Clarissa, Maria Eduarda, Paola, Marina, Daniella, Rodrigo, Arthur e Pedro, pela amizade, ajuda e por sempre estarem ao meu lado, tornando a graduação mais tranquila e divertida.

Aos meus amigos da vida, os quais sempre estiveram presentes e me apoiaram em momentos difíceis. Agradeço pelas conversas, conselhos, risadas e parceria em todas as circunstâncias.

Agradeço aos professores do IPH por todos os ensinamentos e por proporcionarem uma graduação repleta de conteúdos e conhecimentos, fundamentais para a minha formação.

A todos os demais amigos e familiares, pelo apoio e confiança, meu muito obrigada!

RESUMO

Eventos de ruptura de grandes barragens têm, em geral, consequências catastróficas ao vale a jusante. Portanto, para a construção de grandes barragens é necessário a elaboração de um Plano de Ação Emergencial (PAE), o qual deve conter medidas de como proceder em caso de acidentes com barragens e mapas de áreas potencialmente inundáveis. Para isso, modelos matemáticos são utilizados, sendo capazes de representar o comportamento de uma mancha de inundação ao longo da bacia hidrográfica. Visando contribuir nessa área de estudo, esse trabalho apresenta uma análise da aplicabilidade de um método de complexidade intermediária, conhecido como método inercial, utilizando o Modelo de Grandes Bacias (MGB). Para isso, a área de estudo escolhida foi a bacia do rio Uruguai, a qual possui aproximadamente 175 mil km² em terreno brasileiro e diversos barramentos ao longo de seus cursos d'água. A simulação consistiu em cenários representando situações de rompimento de barragens individuais, em cascata e sem rompimento. Também foi analisado o comportamento do modelo utilizando diferentes profundidades de água, buscando verificar a sensibilidade do MGB. A partir das simulações foi possível observar que o cenário de rompimento das barragens em cascata no rio Uruguai acarretou vazões maiores, apresentando manchas de inundação mais extensas ao longo da bacia hidrográfica e vazões de aproximadamente 97419 m³/s na UHE Foz do Chapecó e 1018% da profundidade de calha cheia do rio na UHE Itá. Já no cenário de referência (sem rompimento), a vazão atingida foi de aproximadamente 15388 m³/s na UHE Foz do Chapecó e a profundidade de 246% na UHE Itá. Em outro cenário, o de rompimento individual da UHE Foz do Chapecó, foi observado que a extensão da mancha de inundação, as profundidades e as vazões atingidas não diferem do cenário sem rompimento, mostrando que a ruptura da barragem causaria danos semelhantes aos das cheias naturais simuladas no período de estudo. A partir das análises de sensibilidade foi possível observar uma variação nos hidrogramas e nas manchas de inundação resultantes das simulações com diferentes profundidades, onde para menores profundidades de calha do rio atribuídas, menores vazões foram observadas, representando um maior espalhamento da mancha de inundação nas áreas adjacentes.

PALAVRAS CHAVES: Rompimento de barragens, modelos matemáticos, MGB, método inercial, bacia do rio Uruguai.

ABSTRACT

Dam break of large dams have in general catastrophic consequences to the downstream valley. For this reason, it is necessary to elaborate an Emergency Action Plan (EAP) for the construction of large dams, this plan should contain instructions on how to proceed in case of structural accidents and visual maps of potential floodable areas. In order to understand these possible behaviors, mathematical models are used to understand flood spots along the river basin. With the goal of contributing to this study field, this work presents an applicability analysis of an intermediate complexity method, called inertial method, using the Hydrological Model for Large Basins (MGB). For this purpose, the chosen study area was the Uruguay River basin, which has approximately 175,000 km² in the Brazilian territory and several dams along its water courses. The simulation was based on different scenarios representing possibilities of single dam breaking, cascade dam breaking and a reference scenario with no rupture. The behavior of the model using different water depths, seeking to verify the sensitivity of the method was also analyzed. Analyzing the simulations, it was possible to understand that the cascading rupture scenario in the Uruguay River caused larger flows if compared with different tests, presenting more extensive flood spots along the hydrographic basin. Obtained flows at the *Foz do Chapecó* HPP (Hydroelectric Power Plant) with approximately 97,419 m³/s and at the *Itá* HPP it was possible to see a river depth that was 1,018% of the full channel river's depth. In the reference scenario, the obtained flow was 15,388 m³/s at *Foz do Chapecó* HPP and the depth of 246% at *Itá* HPP. In another scenario, the rupture of the *Foz do Chapecó* HPP, it was observed that the extent of the flood spot, the depths and the flows obtained does not differ from the reference scenario, showing that the dam rupture would cause similar damages to the natural floods occurred during the period this study was taking place. From the sensitivity analyses, it was possible to see a variation in the hydrographs and the flood spots with different depths and smaller river channel depths lead to smaller flow rates spreading the flood spot in the adjacent areas.

KEYWORDS: Dam break, mathematical models, MGB, inertial method, Uruguay river basin.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	16
2. OBJETIVOS	19
2.1. OBJETIVO GERAL.....	19
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	19
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
3.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DE BARRAGENS.....	20
3.2. ROMPIMENTO DE BARRAGENS	25
3.2.1. Histórico.....	25
3.2.2. Causas de rompimento de barragem.....	28
3.2.3. Legislação vigente.....	33
3.3. CENÁRIOS DE RUPTURA.....	34
3.4. MODELOS MATEMÁTICOS PARA SIMULAÇÃO DE ROMPIMENTOS	37
3.4.1. Modelo MGB.....	41
3.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	46
4. MATERIAL E MÉTODOS.....	48
4.1. ÁREA DE ESTUDO	49
4.2. APLICAÇÃO DO MODELO MGB	52
4.2.1. Cenários de rompimento adotados	56
4.3. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS	57
4.4. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE	59
5. RESULTADOS	61
5.1. HIDROGRAMAS DE RUPTURA	61
5.2. HIDROGRAMAS SIMULADOS	64
5.3. MANCHAS DE INUNDAÇÃO MÁXIMA	70
5.4. PROFUNDIDADE MÁXIMA.....	74
5.5. VAZÕES DE PICO.....	79
5.6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	83
6. DISCUSSÃO	90
7. CONCLUSÃO.....	93
7.1. RECOMENDAÇÕES.....	95
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	96
ANEXO A. HIDROGRAMAS SIMULADOS E OBSERVADOS	99
ANEXO B. MANCHAS DE INUNDAÇÃO EM URUGUAIANA, ITAQUI E SÃO BORJA.....	103
ANEXO C. COMPARAÇÃO MANCHAS DE INUNDAÇÃO – CENÁRIO 1 E 3.....	111
ANEXO D. PROFUNDIDADES RESULTANTES	113
ANEXO E. VAZÕES DE PICO RESULTANTES.....	116
ANEXO F. HIDROGRAMAS - ANÁLISES DE SENSIBILIDADE	119
ANEXO G. MANCHAS DE INUNDAÇÃO – ANÁLISES DE SENSIBILIDADE.....	124

Lista de tabelas

Tabela 1. Distribuição das grandes barragens, por país, no mundo (Fonte: WCD - World Commission on Dams, 2000).	21
Tabela 2. Principais rompimentos de barragens nacionais (TSCHIEDEL, 2017).	25
Tabela 3. Principais rompimentos de barragens, em nível mundial (Fonte: TSCHIEDEL, 2017).	27
Tabela 4. Equações empíricas para dimensões de brecha e vazão de pico (Fonte: FERREIRA, 2015).	36
Tabela 5. Parâmetros de formação de brecha (Fonte: Eletrobrás, 2003).	37
Tabela 6. Parâmetros de formação de brecha (Fonte: USACE, 2014).	37
Tabela 7. Modelos hidrodinâmicos para utilização em estudos de rompimento de barragens. (Fonte: TSCHIEDEL, 2017).	40
Tabela 8. Dados de entrada do modelo MGB (Fonte: FAN & COLLISCHONN, 2014).	43
Tabela 9. Informações usinas hidrelétricas de interesse.	51
Tabela 10. Informações das estações fluviométricas.	52
Tabela 11. Resumo dos cenários simulados.	56
Tabela 12. Profundidades utilizadas nas simulações de análise de sensibilidade.....	59
Tabela 13. Hidrogramas de ruptura das UHEs.	61
Tabela 14. Vazões de defluência das UHEs de estudo.....	64
Tabela 15. Profundidade acima da calha do rio (%) nos pontos de interesse.	77
Tabela 16. Máxima profundidade atingida (m) no rio Uruguai nos pontos de interesse.	77
Tabela 17. Período de ocorrência da cheia máxima – Cenário sem rompimento.....	79
Tabela 18. Tempos de Retorno (anos) para os cenários simulados.	82
Tabela 19. Vazões de pico (m ³ /s) atingidas no rio Uruguai.	82

Lista de figuras

Figura 1. Barragens cadastradas por dimensão. (Fonte: ANA, 2016).....	21
Figura 2. Barragens cadastradas por uso principal. (Fonte: ANA, 2016).	22
Figura 3. Tipos de barramentos (Fonte: TSCHIEDEL, 2017).	24
Figura 4. Rompimento da barragem de rejeitos de Fundão, em Mariana (MG) (Fonte: adaptado de Google Earth).	26
Figura 5. Casos de rompimento de acordo com o tipo de barragem (Fonte: Zhang & Xu, 2007).....	28
Figura 6. Típica evolução de falha de uma barragem por galgamento ou “overtopping” (Fonte: USACE, 2014).	30
Figura 7. Vista frontal da evolução da falha causada por galgamento. (Fonte: adaptado de Johnson e Illes, 1976).....	31
Figura 8. Vista frontal da evolução da falha causada por piping (Fonte: adaptado de Johnson e Illes, 1976).	31
Figura 9. Típica evolução de falha de uma barragem por “piping” ou entubamento (Fonte: USACE, 2014).	32
Figura 10. Parâmetros geométricos da brecha (Fonte: FERREIRA, 2015).....	35
Figura 11. Funcionamento do modelo MGB (adaptado de PAIVA R. C., 2009).....	43
Figura 12. Modelo de curva hipsométrica relacionando cota e área alagada (PONTES et al., 2015).	46
Figura 13. Representação das etapas realizadas.....	48
Figura 14. Localização da bacia do rio Uruguai.....	49
Figura 15. Localização das usinas hidrelétricas de estudo.	50
Figura 16. Estações fluviométricas utilizadas.	53
Figura 17. Relação entre a largura e a área de drenagem.....	53
Figura 18. Relação entre a profundidade e a área de drenagem.....	54
Figura 19. Vazões diárias simuladas e observadas na minibacia do município de São Borja. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.....	55
Figura 20. Vazões diárias simuladas e observadas na minibacia do município de Uruguaiana. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.....	55
Figura 21. Municípios de interesse do estudo.	58
Figura 22. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Barra Grande.	62
Figura 23. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Machadinho.	62
Figura 24. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Itá.	62
Figura 25. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó.....	63
Figura 26. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Passo Fundo.....	63
Figura 27. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Monjolinho.....	63
Figura 28. Hidrograma na UHE Barra Grande no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.....	65
Figura 29. Hidrograma na UHE Foz do Chapecó no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.....	66
Figura 30. Hidrograma em São Borja no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.....	67
Figura 31. Hidrograma em Itaqui no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.	68
Figura 32. Hidrograma em Uruguaiana no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.....	69
Figura 33. Mancha de inundação máxima do cenário sem rompimento (Cenário 1).	71
Figura 34. Mancha de inundação máxima do cenário de rompimento da cascata do rio Uruguai (Cenário 2).	71
Figura 35. Comparação entre os cenários sem rompimento (1) e da cascata do rio Uruguai (2) no trecho a jusante da UHE Foz do Chapecó.....	72

Figura 36. Comparação entre os cenários sem rompimento (1) e da cascata do rio Uruguai (2), em Itaqui e São Borja.	73
Figura 37. Comparação entre os cenários sem rompimento (1) e da cascata do rio Uruguai (2), em Uruguaiana.	73
Figura 38. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 1, nos trechos próximos às UHEs.	75
Figura 39. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 1, nos trechos próximos aos municípios de interesse.	75
Figura 40. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 2, nos trechos próximos às UHEs.	76
Figura 41. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 2, nos trechos próximos aos municípios de interesse.	76
Figura 42. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 1, nas UHEs.	80
Figura 43. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 1, nos municípios de interesse.	80
Figura 44. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 2, nas UHEs.	81
Figura 45. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 2, nos municípios de interesse.	81
Figura 46. Hidrogramas para diferentes profundidades - Cenário 2, em São Borja.	84
Figura 47. Hidrogramas para diferentes profundidades - Cenário 2, em Itaqui.	84
Figura 48. Hidrogramas para diferentes profundidades - Cenário 2, em Uruguaiana.	85
Figura 49. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em São Borja – Cenário 2.	86
Figura 50. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Itaqui – Cenário 2.	87
Figura 51. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Uruguaiana – Cenário 2.	88
Figura 52. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Passo do Virgílio. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.	99
Figura 53. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Invernada Velha. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.	99
Figura 54. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Passo Socorro. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.	100
Figura 55. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Passo Caxambu. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.	100
Figura 56. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Iraí. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.	101
Figura 57. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Garruchos. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.	101
Figura 58. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Itaqui. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.	102
Figura 59. Mancha de inundação máxima do cenário da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.	103
Figura 60. Mancha de inundação máxima do cenário de rompimento da UHE Barra Grande.	104
Figura 61. Mancha de inundação máxima do cenário de rompimento da UHE Foz do Chapecó.	105
Figura 62. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Sem rompimento.	106
Figura 63. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – Sem rompimento.	106
Figura 64. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Cascata rio Uruguai.	107
Figura 65. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – Cascata rio Uruguai.	107
Figura 66. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Cascata rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.	108
Figura 67. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – Cascata rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.	108
Figura 68. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Rompimento UHE Barra Grande.	109

Figura 69. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – UHE Barra Grande.....	109
Figura 70. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Rompimento UHE Foz do Chapecó. ...	110
Figura 71. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – UHE Foz do Chapecó.	110
Figura 72. Comparação entre os cenários sem rompimento e da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.	111
Figura 73. Comparação entre os cenários sem rompimento e da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó, em Itaqui e São Borja.	111
Figura 74. Comparação entre os cenários sem rompimento e da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó, em Uruguaiana.	112
Figura 75. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 3, nos trechos próximos às UHEs.	113
Figura 76. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 3, nos trechos próximos aos municípios de interesse.....	113
Figura 77. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 4, nos trechos próximos às UHEs.	114
Figura 78. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 4, nos trechos próximos aos municípios de interesse.....	114
Figura 79. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 5, nos trechos próximos às UHEs.	115
Figura 80. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 5, nos trechos próximos aos municípios de interesse.....	115
Figura 81. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 3, nas UHEs.	116
Figura 82. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 3, nos municípios de interesse.	116
Figura 83. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 4, nas UHEs.	117
Figura 84. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 4, nos municípios de interesse.....	117
Figura 85. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 5, nas UHEs.	118
Figura 86. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 5, nos municípios de interesse.	118
Figura 87. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 2, em São Borja.	119
Figura 88. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 2, em Itaqui.	119
Figura 89. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 2, em Uruguaiana.	120
Figura 90. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em São Borja.	120
Figura 91. Detalhe dos hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em São Borja.	121
Figura 92. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Itaqui.	121
Figura 93. Detalhe dos hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Itaqui.	122
Figura 94. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Uruguaiana.	122
Figura 95. Detalhe dos hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Uruguaiana.	123
Figura 96. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento A – Cenário 2.	124
Figura 97. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento B – Cenário 2.	124
Figura 98. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento C – Cenário 2.	125
Figura 99. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento D – Cenário 2.	125
Figura 100. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em São Borja – Cenário 1.	126
Figura 101. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Itaqui – Cenário 1.	127
Figura 102. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Uruguaiana – Cenário 1.	128

Lista de acrônimos

ANA: Agência Nacional de Águas

ANEEL: Agência Nacional de Energia Elétrica

CBDB: Comitê Brasileiro de Barragens

CNRH: Conselho Nacional de Recursos Hídricos

CRH: Classes de Resposta Hidrológica

DNPM: Departamento Nacional de Produção Mineral

HGE: Hidrologia de Grande Escala

HPP: Hydroelectric Power Plant

IAF: Índice de Área Foliar

ICOLD: International Commission on Large Dams

IPH: Instituto de Pesquisas Hidráulicas

MDE: Modelo Digital de Elevação

MG: Minas Gerais

MGB: Modelo Hidrológico de Grandes Bacias

PAE: Plano de Ação de Emergência

PNSB: Política Nacional de Segurança de Barragens

PSB: Plano de Segurança de Barragem

RSB: Relatório de Segurança de Barragens

SIG: Sistema de Informação Geográfica

SNISB: Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens

TR: Tempo de Retorno

UF: Unidade da Federação

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

URH: Unidade de Resposta Hidrológica

WCD: World Commission on Dams

Lista de símbolos

Ad (km ²)	Área de drenagem
B (m)	Largura da brecha
B_{rio} (m)	Largura de calha cheia do rio
C_b	Coefficiente empírico característico do material
E (MW)	Energia assegurada
h (m)	Altura do maciço
h_b (m)	Altura da base da brecha
h_d (m)	Altura da barragem
H_{rio} (m)	Profundidade de calha cheia do rio
h_w (m)	Altura do nível d'água até a base da brecha
K_0	Coefficiente empírico de rompimento
L (m)	Largura do rio/ comprimento do maciço
$maxH$ (m)	Máxima profundidade atingida
Pot (MW)	Potência instalada
P (m)	Profundidade do rio
$P\%$	Profundidade que ultrapassa a calha do rio
$Prof$ (m)	Profundidade simulação
Q (m ³ /s)	Vazão
Q_p (m ³ /s)	Vazão de pico
s	Desvio padrão
t_f (h)	Tempo de formação da brecha
TR (anos)	Tempo de Retorno
V_w (m ³)	Volume de água acima do fundo da brecha
V (m ³)	Volume

V_{er} (m ³)	Volume do material erodido
V_{out} (m ³)	Volume de água descarregado através da brecha
x (m ³ /s)	Vazão máxima
\bar{x} (m ³ /s)	Média das vazões máximas anuais
$\alpha, \beta, \gamma, \theta$	Parâmetros de ajuste de equações

1. INTRODUÇÃO

Problemas relacionados ao excesso ou escassez de água são enfrentados pela população diversas vezes, sendo a disponibilidade de recursos hídricos fundamental para o desenvolvimento da humanidade. Neste cenário, a construção de barragens para estocar volumes de água é considerada uma solução prática e economicamente viável na maioria das vezes.

A água utilizada para consumo humano, irrigação, produção de energia e recreação muitas vezes é garantida por barragens construídas ao longo dos cursos d'água, permitindo o desenvolvimento de populações próximas. Entretanto, independente do arranjo e finalidade do barramento, possíveis rompimentos dessas estruturas têm alto potencial de dano, envolvendo perdas econômicas e humanas localizadas no vale a jusante (BRASIL, 2010).

A possibilidade de rompimento de uma barragem é uma fonte de risco potencial para a população, pois quando ocorre a ruptura de uma barragem as vazões e os níveis resultantes podem ser muito superiores às máximas naturais no trecho a jusante do reservatório, atingindo populações que se consideram a salvo das cheias. Em rios com reservatórios em cascata, as consequências podem ser ainda piores, pois o rompimento de uma barragem de montante pode resultar no colapso de todo o sistema, por rompimento sucessivo, resultando em uma imensa onda de cheia (COLLISCHONN, 1997).

Apesar de rompimentos não serem frequentes, diversos casos já foram observados em nível internacional e nacional (MENESCAL, 2005), sendo o de maior repercussão no Brasil o ocorrido no município de Mariana, em Minas Gerais.

Portanto, estudos relativos à predição de possíveis danos ocasionados pelo rompimento dessas estruturas são fundamentais. A lei nº 12334 de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010) estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragem (PNSB) que apresenta como instrumento o Plano de Segurança da Barragem (PSB), o qual deve ser realizado para cada barragem. O Plano de Ação de Emergência (PAE) é um dos componentes do PSB e representa o plano de ação na eventualidade de rompimento da barragem. No PAE é necessário avaliar a área de potencial impacto de um eventual rompimento, normalmente levando em conta informações como o

tempo de chegada da onda de cheia e a mancha de inundação máxima em locais de interesse.

Para elaboração do PAE podem ser utilizados modelos matemáticos para simular o movimento da onda de cheia ao longo do vale a jusante da barragem, possibilitando a determinação de profundidades, velocidades, tempo de chegada do pico da vazão e permitindo estimar o dano potencial e a duração da inundação. Os modelos para simulação do escoamento podem ser classificados em modelos simplificados, modelos hidrológicos, modelos hidrodinâmicos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais (LAURIANO, 2009).

Os modelos comumente utilizados para simulação de ruptura de barragens são o DAMBRK, FLDWAV e HEC-RAS (1D), os quais são modelos unidimensionais baseados na solução das equações completas de Saint-Venant (RUBÍS, 2006; LAURIANO, 2009). Entretanto, na maioria das vezes, esses modelos necessitam de mais dados de entrada e possuem códigos computacionais extensos e complicados (PONTES et al., 2015).

Portanto, uma das alternativas de complexidade intermediária é utilizar uma aproximação das equações de Saint-Venant que despreza o termo de inércia advectiva na equação dinâmica, conhecido como método inercial. Este método é disponível no Modelo de Grandes Bacias MGB, o qual é um modelo hidrológico e hidrodinâmico desenvolvido para aplicações em grandes bacias, que representa o processo de transformação de chuva em vazão de forma distribuída na bacia hidrográfica (PONTES et al., 2017).

O MGB é um modelo para aplicação em grandes bacias que por disponibilizar a simulação hidrológica permite a estimativa de vazões em locais sem dados disponíveis. Em relação a simulação hidrodinâmica, no modelo existem duas metodologias para os cálculos de propagação de vazões. A primeira é o método Muskingum-Cunge, que é adequado para rios de declividade relativamente alta e a segunda é o método de propagação hidrodinâmica inercial, que permite também aplicar o modelo em rios com declividade baixa, com expressivas planícies de inundação e em sistemas hídricos complexos.

Sendo um modelo de desenvolvimento recente, o MGB foi escolhido para o estudo por ter capacidade de desenvolver estudos hidrológicos e hidrodinâmicos em

escala de grandes bacias e por ainda não ter sido testado no âmbito de rompimentos de barragens. Também por ser um modelo simples e acessível, que requer menos dados de entrada quando comparados a outros modelos matemáticos. Portanto, busca-se com esse trabalho contribuir com os estudos de rompimento de barragens, analisando a aplicabilidade do Modelo de Grandes Bacias (MGB), utilizando o método inercial, em casos de ruptura dessas estruturas individuais e em cascata, na bacia do rio Uruguai.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste trabalho é testar a aplicação do Modelo de Grandes Bacias (MGB) em estudos de rompimento de barragens individuais e em cascata.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos consistem em:

- Ajustar e avaliar a performance do modelo MGB inercial na bacia do rio Uruguai;
- Comparar diferentes cenários de rompimento de barragens em termos de áreas inundadas, profundidades de água e vazões estimadas em pontos de interesse na bacia hidrográfica;
- Avaliar se a utilização do MGB para estudos de rompimentos de barragens individuais e em cascata não resulta em instabilidades numéricas e/ou outros problemas de ordem computacional devido às elevadas vazões simuladas;
- Avaliar a sensibilidade do modelo da bacia do rio Uruguai às variações nas profundidades de calha cheia adotadas na montagem do modelo.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta o conhecimento teórico necessário para que os objetivos desse trabalho possam ser alcançados. Desse modo, o item seguinte apresenta a caracterização geral de barragens; no segundo item é descrito o que é um rompimento de barragem, apresentando o histórico, as causas de um rompimento e a legislação vigente. No terceiro item são apresentados os cenários mais comuns de ruptura de uma barragem e no quarto item são apresentados os modelos matemáticos utilizados em estudos de rompimento de barragens, focando no modelo MGB, o qual é utilizado nesse trabalho.

3.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DE BARRAGENS

Barragens são definidas pelo Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) (2013) como “...obstáculos artificiais com a capacidade de reter água, outro líquido, rejeitos ou detritos, para fins de armazenamento ou controle. Podem variar em tamanho desde pequenos maciços de terra, usados frequentemente em fazendas, a enormes estruturas de concreto ou de aterro, geralmente utilizadas para fornecimento de água, energia hidrelétrica, irrigação, para controle de cheias, além de diversas outras finalidades”.

O Comitê Internacional de Grandes Barragens (International Commission on Large Dams -ICOLD) considera como grandes barragens aquelas que atendem pelo menos um destes critérios (COMITE BRASILEIRO DE BARRAGENS, 2013):

- Altura maior que 15 metros;
- Altura entre 10 e 15 metros e comprimento maior que 500 metros ou volume do reservatório maior que 1 hm³ ou vazão de projeto do vertedouro maior que 2.000 m³/s.

A Figura 1 apresenta as barragens cadastradas no Brasil, em função dos critérios de porte estabelecidos pela Lei nº12.334/2010, sendo na legenda h a altura da barragem e V a capacidade total do reservatório. Esta base de dados tem informações relativas a 2015, de 36 entidades fiscalizadoras estaduais e de 4 federais.

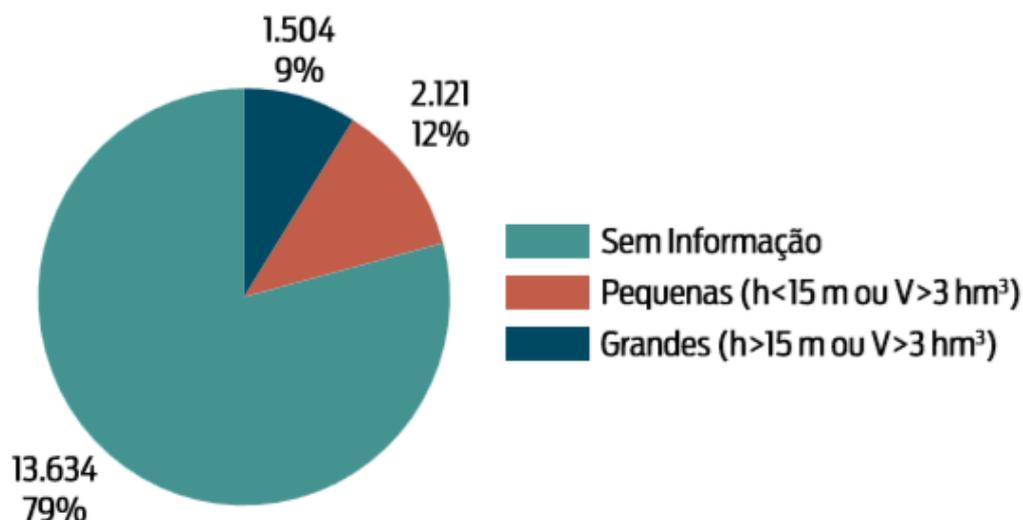


Figura 1. Barragens cadastradas por dimensão. (Fonte: ANA, 2016).

De acordo com o Relatório de Segurança de Barragens (RSB) (ANA, 2016), até setembro de 2015, encontravam-se mais de 17 mil barragens catalogadas para os mais diversos usos no Brasil. Entretanto, alguns autores estimam quantidades mais altas. Menescal (2005) defende que existiam, até 2005, aproximadamente 30 mil barramentos somente no Ceará, e em torno de 300 mil barragens em âmbito nacional, relativas aos mais diversos usos e tamanhos.

No âmbito internacional, a Tabela 1, publicada pela World Commission on Dams (WCD) a partir da compilação de dados do ICOLD e outras fontes, apresenta a distribuição de grandes barragens no mundo. Visto que parte dos registros são realizados de forma voluntária, esses dados não representam a totalidade de barragens existentes em cada país.

Tabela 1. Distribuição das grandes barragens, por país, no mundo (Fonte: WCD - World Commission on Dams, 2000).

País	Registro mundial de grandes barragens (ICOLD, 1998)	Porcentagem do total de barragens
China	1855	46.2
Estados Unidos	6375	13.8
Índia	4011	9
Japão	1077	5.6
Espanha	1187	2.5
Canadá	793	1.7
Coréia do Sul	765	1.6
Turquia	625	1.3
Brasil	594	1.2

País	Registro mundial de grandes barragens (ICOLD,1998)	Porcentagem do total de barragens
França	569	1.2
África do Sul	539	1.1
México	537	1.1
Itália	524	1.1
Reino Unido	517	1.1
Austrália	486	1
Nouega	335	0.7
Alemanha	311	0.7
Albânia	306	0.6
Romênia	246	0.5
Zimbábue	213	0.4
Outros	3558	7.5
Total	25423	100

Além de classificadas por tamanho, as barragens podem ser classificadas de acordo com suas finalidades, tais como: geração de energia elétrica, contenção de resíduos industriais, contenção de rejeitos de mineração e para usos múltiplos da água (para fins de regularização, abastecimento, aquicultura, irrigação, etc.). A Figura 2 apresenta a distribuição das barragens cadastradas por uso principal no Brasil, de acordo com o RSB (ANA, 2016), podendo-se observar que a maioria das barragens cadastradas (mais de 90%) são para contenção de rejeitos de mineração.

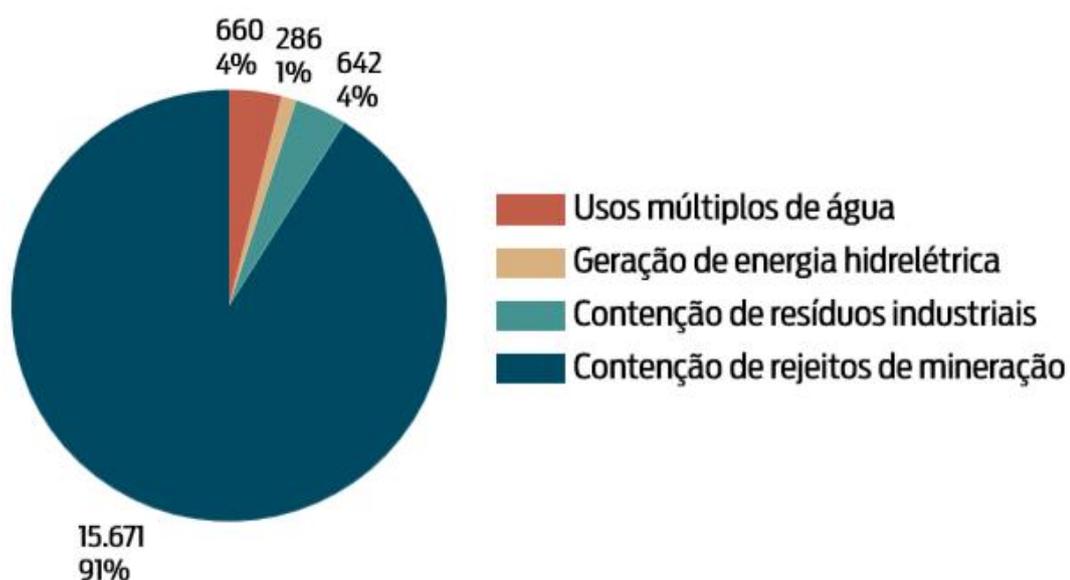


Figura 2. Barragens cadastradas por uso principal. (Fonte: ANA, 2016).

As barragens também podem ser classificadas de acordo com o tipo de construção e o material empregado. Podem ser classificadas em (BAPTISTA & LARA, 2014):

- barragens de concreto;
- barragens de terra;
- barragens de enrocamento;
- barragens mistas.

As barragens de concreto são construídas em concreto simples, convencional ou compactado. Este tipo de barramento exerce maiores pressões nas fundações e nas paredes do vale, devido à concentração de esforços em uma área relativamente reduzida (TSCHIEDEL, 2017). Quatro são os tipos de barragens de concreto: de gravidade; de gravidade aliviada; em arco; em contrafortes.

As barragens de terra e de enrocamento normalmente são construídas utilizando materiais disponíveis na região. A utilização destes tipos de barragens é bastante frequente nas condições brasileiras, tendo em vista que o custo de construção costuma ser mais barato quando comparado com os outros tipos (BAPTISTA & LARA, 2014).

A Figura 3 apresenta características e exemplos dos tipos de barragens citados anteriormente.

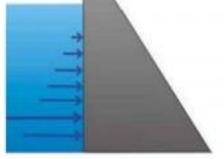
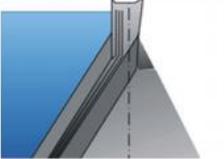
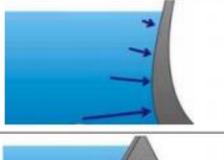
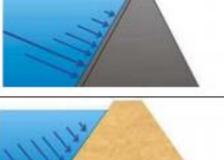
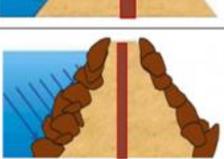
	TIPO	CARACTERÍSTICA	ILUSTRAÇÃO	SEÇÃO
CONCRETO	Barragem de Gravidade	A barragem de gravidade é aquela cuja estabilidade está embasada no próprio peso da estrutura. Sendo construída em concreto simples maciço, este tipo de barramento é construído em blocos, com juntas de vedação verticais e concretagem executada em camadas, embora nos últimos anos tenha se usado técnicas mais avançadas para a construção, através da utilização de rolo vibro-compactador. Este tipo de barragem é construída averiguando-se três aspectos principais: (i) O escorregamento ao longo de um plano horizontal; (ii) a rotação em torno do pé e; (iii) a ruptura do material, que pode ocorrer caso haja pouco intervalo de tempo entre as concretagens.	 Barragem de Goitá em Pernambuco	
	Barragem de Gravidade Aliviada	As barragens de gravidade aliviada constituem-se em uma variante das barragens de gravidade, onde se procura otimizar a utilização de concreto, devido ao fato de que em barragens com concreto maciço ocorre um mal aproveitamento do mesmo. Sendo assim, algumas variantes que envolvem, entre outros, a melhor utilização da pressão hidrostática, a execução de cavidades junto à fundação e execução de juntas de dilatação alargadas podem ser utilizadas para diminuir a quantidade de concreto na obra, sem diminuir a segurança. Um exemplo clássico de barragem de gravidade aliviada é a barragem da UHE Itaipú.	 Barragem Itaipú Binacional	
	Barragem em Arco	As barragens em arco são aquelas que apresentam curvatura em planta, de modo a transferir parte da pressão d'água aos pegões do arco, o que possibilita redução do concreto utilizado. Entretanto, este tipo de barragem necessita que as encostas do vale sejam estáveis o suficiente para resistir às tensões elevadas provocadas, podendo ser essencialmente do tipo "com centro constante", que se adaptam a vales de forma de "U" ou do tipo "de centro variável", que se adaptam melhor em vales de formato "V".	 Barragem do Funil, no Rio Paraíba do Sul	
	Barragem de Contrafortes	Esta técnica consiste na implantação de placas inclinadas em concreto que transmitem a pressão hidrostática a uma série de contrafortes perpendiculares ao eixo da barragem. Este tipo de barramento necessita, em geral, um volume bem inferior se comparado a uma barragem de gravidade, mas o custo pode acabar sendo elevado em função das formas e armaduras de construção.	 Barragem de Contrafortes de Valle Grande	
	TERRA E ENROCAMENTO	Barragens de terra homogêneas	As barragens de terra homogêneas apresentam só um tipo de material utilizado. O material pode ser da área de empréstimo, por exemplo, desde que quando compactado tenha adequados coeficientes de permeabilidade (Feagri, 2011). Este tipo de barragem possui no seu interior um filtro drenante para controle de fluxo e subpressões (Azevedo 2005).	 Barragem de Rosana
Barragens de terra zonadas		As barragens de terra zonadas são aquelas em que o material argiloso é utilizado no centro da barragem, quando a área de empréstimo não tem capacidade de fornecimento de material para construção de toda a barragem. Neste caso, havendo um núcleo argiloso, os taludes podem ser constituídos de material mais permeável, garantindo a estanqueidade do barramento (Azevedo, 2005).	 Barragem de São Simão	
Barragens de enrocamento com núcleo impermeável		As barragens de enrocamento são assim denominadas quando na seção há a predominância de material rochoso. O processo construtivo deste tipo de barragem envolve a compactação do material rochoso antes do enchimento do reservatório. A estanqueidade do barramento é garantida, por fim, com um núcleo de material impermeável, havendo enrocamento tanto a montante como a jusante do barramento.	 UHE Campos Novos	
Barragens de enrocamento com face em concreto		Este tipo de barragem se refere ao método construtivo em que se utiliza concreto como material impermeabilizante na face de montante de uma barragem de enrocamento, sem a necessidade portanto de utilização de material impermeável no núcleo da barragem (Batista, 2003).	 Barragem de Itá	

Figura 3. Tipos de barramentos (Fonte: TSCHIEDEL, 2017).

3.2. ROMPIMENTO DE BARRAGENS

3.2.1. Histórico

As barragens representaram historicamente uma grande evolução para a civilização, pois permitiram que a água fosse coletada e armazenada em períodos de abundância e utilizada em períodos de seca. Também contribuíram para a formação de estoques de água, indispensáveis ao estabelecimento e ao sustento de cidades e de fazendas, para a irrigação, para a produção de alimentos e produção de energia. Estudos indicam que barragens já eram utilizadas em 2000 A.C (SARAIVA, 2014).

Conforme apresentado no item 3.1, o controle do número de barramentos existentes no Brasil e no mundo é deficitário. O mesmo se aplica para a quantificação de estruturas rompidas ao longo dos anos, principalmente dos acidentes ocorridos no passado.

Tschiedel (2017) realizou uma compilação dos acidentes envolvendo ruptura parcial ou total de barramentos de diferentes portes, desde a década de 1950, apresentando um total de 31 acidentes ocorridos no Brasil. A Tabela 2 apresenta os principais colapsos de barragens em nível nacional.

Tabela 2. Principais rompimentos de barragens nacionais (TSCHIEDEL, 2017).

Década						
1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010
Pampulha	Orós	Euclides da Cunha	Boa Esperança	Macacos	Rio Verde	Itabirito
		Limoeiro	Santa Helena	Emas	Cataguases	Fundão
		Poquim	Fernandinho		Mirai	Laranjal do Jari
			Pico São Luiz		Espora	Herculano
					Apertadinho	Camocim
					Algodões	Analandia
					Camará	Boa Vista do Uru
					Nova Lima	Vacaro
						Coronel Sapucaia
						Zampieri
						Buritis

Entretanto, Menescal (2005) cita que, somente em 2004 estimou-se mais de 300 barragens de diversos tamanhos e tipos que tenham se rompido no Brasil, muitas delas devido à incapacidade de suportar hidrogramas de cheia.

Dos colapsos representados na Tabela 2, um dos acidentes de maior repercussão no Brasil foi o ocorrido na cidade de Mariana (MG), onde ocorreu o rompimento da barragem de rejeitos de Fundão, da empresa Samarco. O rompimento

ocorreu em novembro de 2015 e resultou em aproximadamente 34 hm³ de rejeitos da mineração de ferro lançados na bacia do Rio Doce. O desastre foi responsável pela perda de vidas humanas e pela degradação da bacia do Rio Doce (IBAMA, 2015), além de ter sido um marco na regulação do setor de segurança de barragens (TSCHIEDEL, 2017). A Figura 4 apresenta uma comparação do local através de imagens de satélite, antes e depois do rompimento da barragem de rejeitos, onde é possível observar a mancha de rejeitos sob Bento Rodrigues, subdistrito de Mariana.

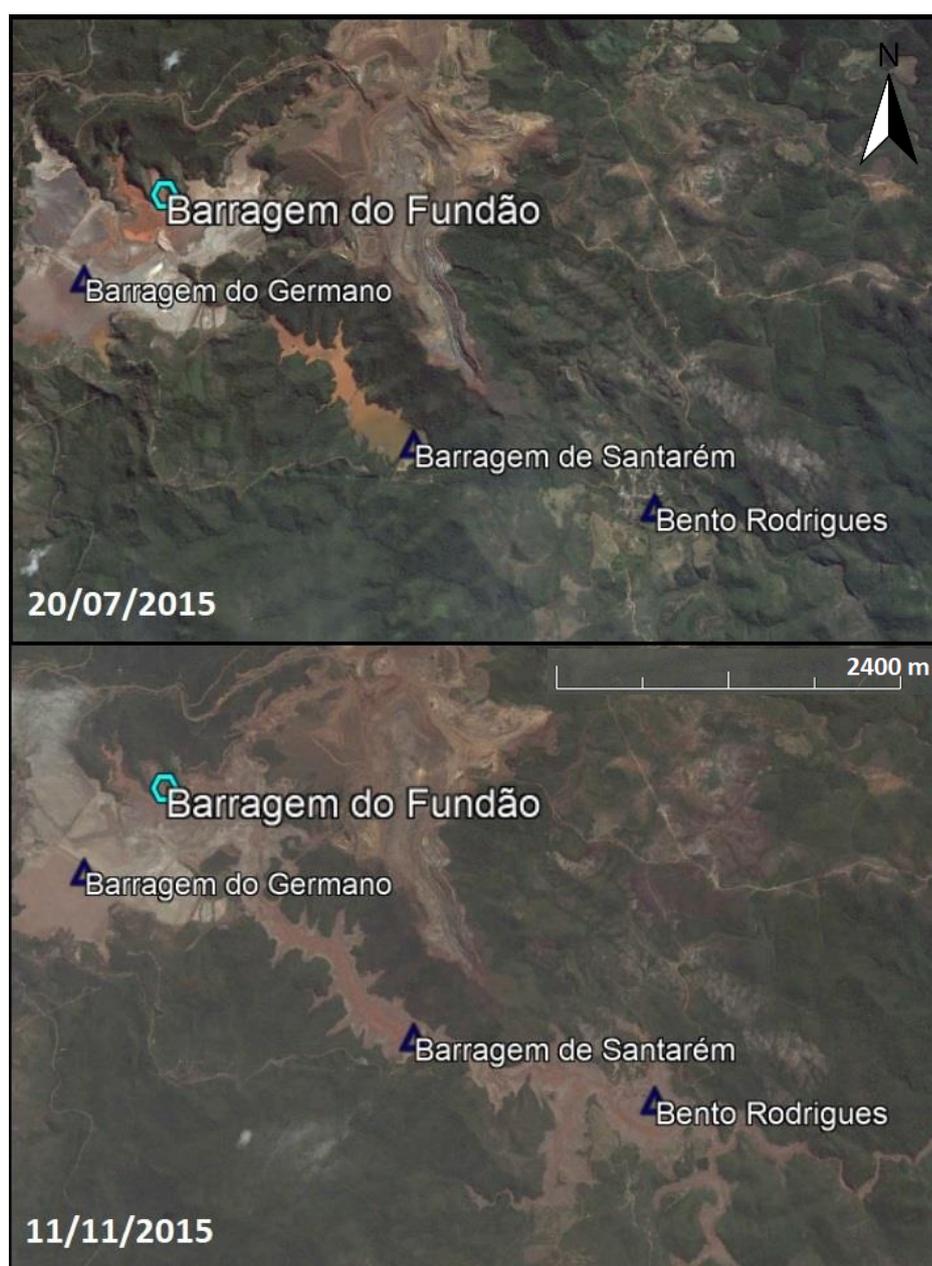


Figura 4. Rompimento da barragem de rejeitos de Fundão, em Mariana (MG) (Fonte: adaptado de Google Earth).

Considerando os estudos de rompimentos de barragens internacionais, Tschiedel (2017) realizou uma compilação dos principais colapsos de barragens em escala mundial, representada na Tabela 3. Zhang & Xu (2007) utilizaram um banco de dados com mais de 900 barragens a partir de 1950, e realizaram uma análise dos rompimentos de acordo com o tipo de barragem. A Figura 5 representa esse estudo e mostra que aproximadamente 65% dos rompimentos ocorreram em barragens de terra.

Tabela 3. Principais rompimentos de barragens, em nível mundial (Fonte: TSCHIEDEL, 2017).

BARRAGEM	PAÍS	TIPO	ALTURA	ANO DE RUPTURA
Marib Dam	Iemen	-	-	575
Puentes Dam	Espanha	-	-	1802
Dale Dyke (Bradfield)	Inglaterra	Terra	29	1864
Iruhaike	Japão	Terra	28	1868
Mill River	USA	Terra	13	1874
South Fork Dam	usa	-	-	1889
South Fork	USA	Terra	22	1889
Walnut Grove	USA	Enrocamento	34	1890
Gohna Lake dam	Índia	-	-	1894
Bouzey	França	Concreto Gravidade	15	1895
Austin	USA	Concreto Gravidade	15	1911
Tigra Dam	Índia	-	-	1917
Llyn Eigiau dam and Coedty reservoir	Inglaterra	-	-	1925
St Francis	USA	Arco	62	1928
Alla Sella Zerbino	Itália	Concreto Gravidade	12	1935
Edersee Dam	Alemanha	-	-	1943
Heiwa Lake Dam	Japão	-	-	1951
Vegga de Terra (Ribadelago)	Espanha	Contrafortes	34	1959
Malpasset	França	Arco	61	1959
Vajont	Itália	Arco	261	1963
Sempor Dam	Indonésia	-	-	1967
Ban Qjao & Shimantan	China	Terra	24,5	1975
Teton	EUA	Terra	123	1976
Machuchu	Índia	-	-	1979
Val di Stava dam	Itália	-	-	1985
Val di Stava dam	Itália	-	-	1985
Saguenay Flood	Canadá	-	-	1996
Zeyzoun Dam	Síria	-	-	2002
Shakidor Dam	Paquistão	-	-	2005
Koshi Barrage	Nepal	-	-	2008
Situ Gintung Dam	Indonésia	-	-	2009
Ajka alumina plant accident	Hungria	-	-	2010
Köprü Dam	Turquia	-	-	2012
Tokwe Mukorsi Dam	Zimbábue	-	-	2014

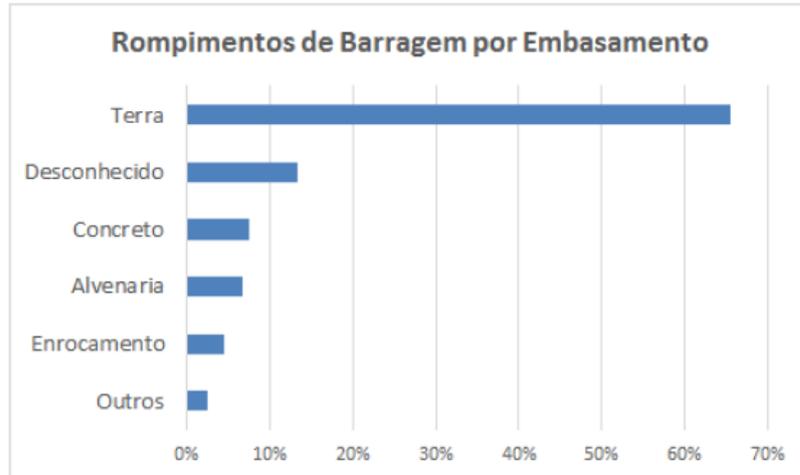


Figura 5. Casos de rompimento de acordo com o tipo de barragem (Fonte: Zhang & Xu, 2007).

3.2.2. Causas de rompimento de barragem

O Comitê Internacional de Grandes Barragens considera que uma falha de uma barragem é um colapso ou movimento de uma parte da barragem ou de suas fundações, de tal forma que a barragem não permita mais a contenção do material reservado (WRACHIEN & MAMBRETTI, 1998). Essas falhas podem ocorrer independentemente do tipo de barragem e as causas que podem ser consideradas internas ou externas, sendo (FEMA, 2013):

Causas externas:

- Cheias que excedam os critérios de dimensionamento;
- Escorregamento de encostas;
- Terremotos;
- Cheias devidas ao rompimento de barragens a montante;
- Sabotagem, ação terrorista ou ação de guerra.

Causas internas:

- Infiltração e vazamentos através da estrutura ou nas fundações;
- Falha nas fundações;
- Falha nos equipamentos ou na operação destes (ex.: falha das comportas);
- Falha estrutural no maciço;

- Rebaixamento excessivamente rápido.

Destas citadas, as principais formas de falha de uma barragem são:

- (a) Galgamento por cheia superior à de projeto dos sistemas de extravasamento;
- (b) Infiltração e erosão interna da parte do maciço de terra ou enrocamento da barragem, fenômeno conhecido como “piping”;
- (c) Falha estrutural (concreto) ou falha geotécnica no maciço da barragem ou na fundação.

Essas falhas podem estar associadas a causas humanas, como falhas na construção, no projeto estrutural e na operação inadequada do reservatório; ou relacionadas com risco ambiental, as quais podem ocorrer devido a evento de cheia superior à de projeto decorrente de período chuvoso prolongado ou intenso.

Imbrogno (2014) descreve um banco de dados americano que contempla 337 casos de incidentes, em que 171 casos resultaram em rompimento. Destes incidentes, as causas são conhecidas para 279. Os casos de galgamento correspondem a um total de 44% dos incidentes registrados, comparado a "piping" (25%), problemas no vertedor (17%) e instabilidade (14%).

Conforme Collischonn (1997), o tipo de barragem é um fator determinante para a causa da ruptura, sendo as barragens de concreto mais sensíveis a problemas estruturais ou de fundação, e as barragens de terra mais vulneráveis a galgamentos e a erosão interna (piping). O banco de dados de ICOLD, segundo Fantilli et al. (2009), indica como causa mais comum de rompimento de grandes barragens de terra e enrocamento o galgamento (49%) erosão interna do maciço (28%) e das fundações (17%).

As principais causas mencionadas acima (galgamento, piping e falhas estruturais) são descritas a seguir.

Galgamento ou “overtopping”

A falha por galgamento ocorre quando a vazão defluente da barragem não pode ser adequadamente liberada por estruturas projetadas para este fim (como vertedores ou canais de alívio) e o nível da água no reservatório supera a cota da crista da barragem. Isto pode ocorrer nas seguintes situações:

- Cheia com vazões maiores do que as vazões de projeto;
- Rompimento de uma ou mais barragens a montante;
- Mal funcionamento de comportas;
- Formação de ondas no reservatório causadas por escorregamento de encostas.

Uma típica falha causada por galgamento é descrita esquematicamente na Figura 6. Inicialmente a água passa a escoar sobre a crista da barragem (Figura 6a); o escoamento origina um processo de erosão na face de jusante da barragem (Figura 6b); a erosão se expande para montante (Figura 6c); a erosão atinge a face de montante, permitindo que a vazão através da brecha aumente (Figura 6d); o que resulta em ainda mais erosão e aceleração da formação da brecha (Figura 6e). A Figura 7 apresenta, esquematicamente, a evolução típica da brecha associada a uma falha por galgamento em uma vista frontal da barragem (TSCHIEDEL, 2017).

Este tipo de formação de falha atinge tipicamente as barragens de terra e enrocamento, embora existam casos de barragens de concreto cujo rompimento foi causado por galgamento (WRACHIEN & MAMBRETTI, 1998).

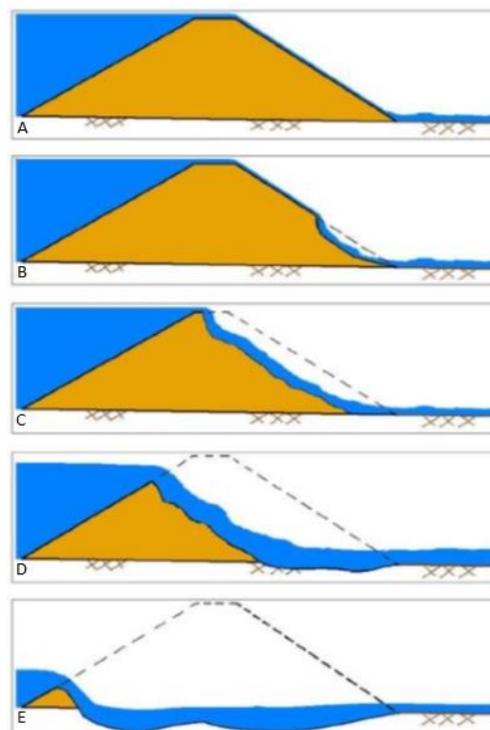


Figura 6. Típica evolução de falha de uma barragem por galgamento ou “overtopping” (Fonte: USACE, 2014).

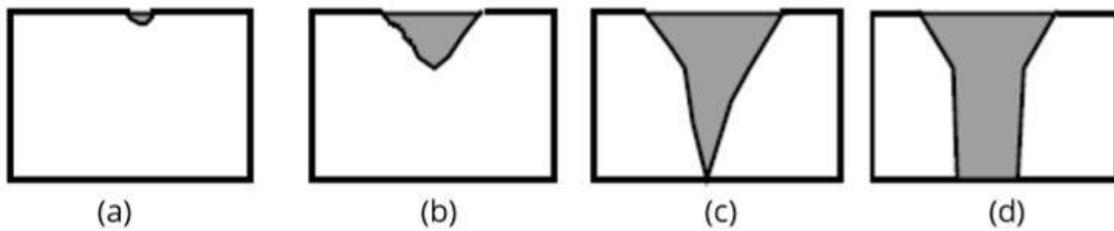


Figura 7. Vista frontal da evolução da falha causada por galgamento. (Fonte: adaptado de Johnson e Illes, 1976).

Erosão interna ou “piping”

A infiltração de água através das paredes da barragem em taxas baixas é considerada normal em todas as barragens. Entretanto, quando a vazão de infiltração aumenta e a água dos vazamentos traz quantidades significativas de material sólido, pode ocorrer o processo conhecido como “piping”, ou entubamento (FEMA, 2013).

O “piping” ocorre quando os vazios existentes na barragem começam a aumentar consideravelmente por erosão interna, levando a um aumento dos vazamentos. Com o aumento da vazão, pode ocorrer a erosão da barragem, de jusante para montante (especialmente em barragens de terra), levando ao rompimento (FEMA, 2013).

O rompimento de uma barragem por “piping” pode ocorrer a qualquer momento, mesmo em períodos em que as condições hidrológicas são seguras, com vazões relativamente baixas (TSCHIEDEL, 2017). A Figura 8 apresenta a formação da brecha associada e a Figura 9 o processo de “piping”.

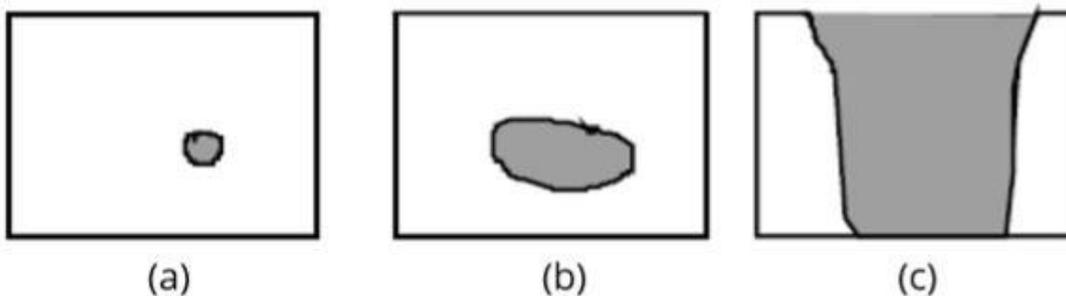


Figura 8. Vista frontal da evolução da falha causada por piping (Fonte: adaptado de Johnson e Illes, 1976).

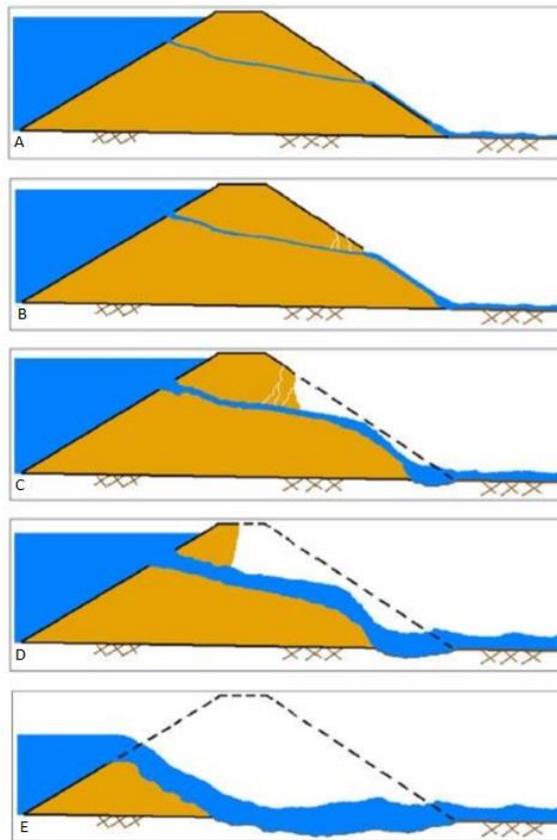


Figura 9. Típica evolução de falha de uma barragem por “piping” ou entubamento (Fonte: USACE, 2014).

Falha estrutural ou falha de fundações

Neste tipo de falha, uma parte ou toda a barragem rompe de forma imediata por problemas estruturais da própria barragem ou por problemas nas fundações. Rompimentos deste tipo são mais característicos de barragens de concreto do que em barragens de terra ou enrocamento e muitas vezes estão associadas a falhas no projeto e na construção. Este tipo de falha pode ocorrer com qualquer condição hidrológica (FEMA, 2013).

Os principais problemas que podem causar falha de fundações é a deformidade da mesma e permeabilidade na fundação e ombreiras, podendo acarretar a movimentação da barragem e o rompimento repentino da mesma. As falhas por fundação podem ser controladas no projeto e na construção da barragem, por intermédio da análise da geologia da região, identificando e removendo possíveis deformidades de ombreiras e do leito do rio (FEMA, 2013; TSCHIEDEL, 2017).

3.2.3. Legislação vigente

A lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). A PNSB visa a garantir a prática de padrões de segurança de barragens, de maneira a reduzir a possibilidade de acidentes e suas consequências, além de regulamentar as ações e padrões de segurança. Além disso, a implementação dessa lei teve como objetivo incentivar a cultura de segurança de barragens e gestão de risco, estabelecer critérios técnicos para avaliação adequada e subsidiar o gerenciamento da segurança de barragens.

De acordo com a lei, fica a cargo da Agência Nacional das Águas (ANA), organizar, implantar e gerir o SNISB; promover a articulação entre órgãos fiscalizadores de barragens; coordenar a elaboração e encaminhar o Relatório de Segurança de Barragens anualmente ao Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH). Este, por sua vez, deve encaminhar o relatório ao Congresso Nacional, após a apreciação (BRASIL, 2010).

Com a publicação da lei de segurança de barragens, estabeleceu-se uma cadeia de responsabilidades relacionadas à segurança das barragens construídas no Brasil. A lei esclareceu e reforçou a responsabilidade do empreendedor em manter as condições de segurança de sua barragem, bem como definiu o respectivo órgão fiscalizador, em função do uso que é dado ao barramento: para barragens de geração de energia elétrica, essa obrigação compete à Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL); quando o uso for acumulação de rejeitos de mineração, ao Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM); para barragens de resíduos industriais, ao órgão ambiental que as licenciou (federal, estadual ou municipal); e, para os demais usos, ao órgão que outorgou a construção do barramento, no caso a ANA para obras em rios de domínio da União e aos órgãos estaduais de recursos hídricos, para barragens em rios de domínio dos Estados (FERREIRA, 2015; TSCHIEDEL, 2017).

A Legislação de Segurança de Barragem estabelece (BRASIL, 2010):

- Classificação dos reservatórios com base no risco, dano associado e volume dos reservatórios;
- Planos preventivos para as barragens dentro de classificações com potenciais riscos.

Estas informações são essenciais para analisar a segurança dos empreendimentos e classificar os que apresentam maior risco de impactos e aplicar metodologias que permitam a melhor identificação dos mesmos e mitigação dos seus efeitos.

Dentre os volumes que compõem um Plano de Segurança de Barragem (PSB) - um dos instrumentos previstos pelo art. 6º da PNSB – encontra-se o Plano de Ação de Emergência (PAE), o qual é exigido apenas para barragens com dano potencial alto. O PAE estabelece as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em caso de emergência, devendo contemplar, pelo menos (BRASIL, 2010; FERREIRA, 2015):

- I- Identificação e análise das possíveis emergências;
- II- Procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem;
- III- Procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em emergências, com indicação do responsável pela ação;
- IV- Estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas;

A complexidade e a abrangência do conteúdo exigido para o Plano de Segurança da Barragem variam de acordo com a classificação da barragem quanto ao risco e aos danos potenciais associados.

3.3. CENÁRIOS DE RUPTURA

O rompimento de uma barragem raramente abrange a extensão completa da estrutura. Em geral, a falha ocorre em uma porção pequena da barragem, formando uma abertura denominada brecha. Collischonn (1997) define brecha como uma abertura na barragem, causada por uma falha, através da qual a água do reservatório pode passar, alargando e aprofundando a brecha inicial. Fread e Lewis (1998) afirmam que o processo de ruptura e geração da brecha afeta diretamente o hidrograma de saída da barragem quanto a sua magnitude, forma e duração.

As principais características da brecha, que condicionam o hidrograma de cheia gerado pelo rompimento são apresentadas na Figura 10 e são as seguintes:

- Largura do fundo ou base da brecha: largura média da brecha (B) ou a largura no fundo e no topo (pode afetar expressivamente a vazão de pico e os níveis de inundação a jusante);
- Altura da base da brecha: é a extensão vertical da brecha, medida da crista da barragem até o ponto mais baixo da brecha (h_b). Alguns autores usam a distância entre o nível de água do reservatório até o ponto mais baixo da brecha (h_w);
- Inclinação das bordas da brecha: de importância secundária em relação à altura e largura da brecha;
- Tempo de formação da brecha.

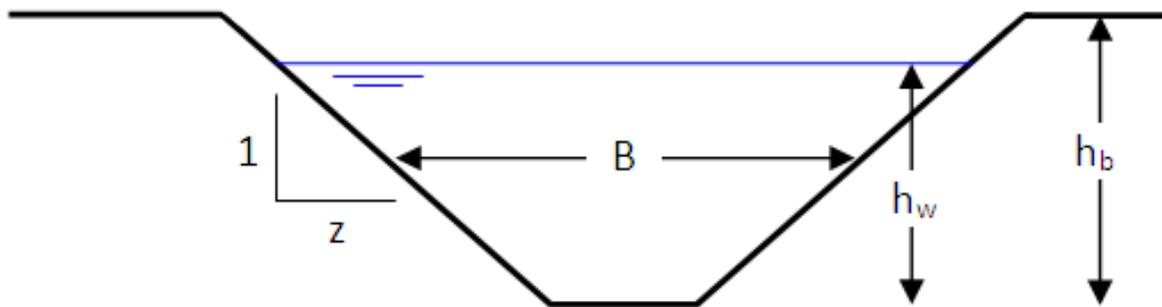


Figura 10. Parâmetros geométricos da brecha (Fonte: FERREIRA, 2015).

O tamanho e o tempo de formação da brecha estão diretamente relacionados à forma da barragem, ao tipo de estrutura, à topografia do local de implantação e às características de fundação do barramento, assim como as propriedades do material de construção e do volume armazenado no momento da ruptura (CHAUHAN et al., 2004).

Segundo Brasil (2005), não é possível realizar a simulação do evento de ruptura sem que antes seja determinada a vazão de pico e elaborado o hidrograma da vazão defluente no momento da ruptura. As principais características determinadas são a forma e o tempo de formação da brecha.

A partir de incidentes e acidentes envolvendo o colapso de maciços ao longo da história, muitos dados relativos às características finais das brechas foram coletados. Alguns trabalhos realizados a partir da comparação destes dados com as características do maciço permitiram pré-determinar possíveis faixas de variação de

parâmetros, conforme o tipo de barramento. Barragens de terra e enrocamento, quando rompem, tendem a formar brechas cujas dimensões são proporcionais à altura da barragem. Em geral, a largura da brecha é muitas vezes inferior à largura total da barragem (FEMA, 2013; FERREIRA, 2015).

Autores como Costa (1985) e Wahl (1998) reuniram equações empíricas que estimam parâmetros de brecha e vazão de pico com base em estatísticas históricas. Na Tabela 4 são apresentadas as equações mais relevantes.

Tabela 4. Equações empíricas para dimensões de brecha e vazão de pico (Fonte: FERREIRA, 2015).

Autores	Largura Média (m)	Tempo de formação (h)	Vazão de Pico (m³/s)	Observações
Froehlich (1995)	$B=0,1803K_0 \frac{V_w^{0,32}}{h_b^{0,19}}$	$t_f = 0,00254 V_w^{0,53} h_b^{-0,9}$	$Q_p=0,607 K_0 \frac{V_w^{0,295} h_b^{1,24}}{10^{-6}}$	$K_0 = 1,4$ para galgamento e 1,0 para outros casos
Von Thun e Gillette (1990)	$B = 2,5 h_w + C_b$	(1) $t_f = B / (4 h_w)$ (2) $t_f = B / (4 h_w + 61)$	-	$C_b = 54,9$ p/ o caso ($V_w > 1,23 \cdot 10^7 \text{ m}^3$) (1) <i>Erosion resistant</i> (2) <i>highly erodible</i>
Hagen (1982)	-	-	$Q_p = 325 (V_w h_w / 10^{-6})^{0,42}$	-
McDonald e Langridge-Monopolis (1984)	-	$t_f = 0,0179 V_{er}^{0,384}$	$Q_p = 1,154 (V_w / h_w)^{0,412}$	-
Bureau of Reclamation (1988)	$B = 3 h_w$	$t_f = 0,011 B$	$Q_p = 19,1 h_b^{1,85}$	-
Critério da Eletrobrás	$B = 2,1576 K_0 (V_w / h_w)^{0,25}$	$t_f = 0,00714 V_w^{0,47} h_w^{-0,9}$	-	$K_0 = 1,0$ p/galgamento e 0,7 p/ <i>piping</i> . Baseada em Fread e Harbaugh (1973)
Kirkpatrick (1977)	-	-	$Q_p = 1,268 (h_w + 0,3)^{2,5}$	-
Soil Conservation Service (1981)	-	-	$Q_p = 16,6 (h_w)^{1,85}$	-

Onde: B = largura média da brecha (m); C_b = coeficiente empírico característico do material; h_b = altura da brecha (m); h_d = altura da barragem (m); h_w = altura da água acima do fundo da brecha (m); K_0 = coeficiente empírico dependente do tipo de rompimento; Q_p = vazão de pico (m³/s); t_f = tempo de formação da brecha (h); V_w = volume de água acima do fundo da brecha (m³); V_{er} = volume do material erodido (m³).

Sendo (MACDONALD, T. C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J., 1984):

$$v_{er} = 0,0261 \times (V_{out} \times h_w)^{0,769}$$

Onde V_{out} = volume de água descarregado através da brecha (m^3).

A Tabela 5 apresenta parâmetros de forma de brecha recomendados pela Eletrobrás (2003), enquanto a Tabela 6 apresenta parâmetros de brecha recomendados pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE, 2014).

Tabela 5. Parâmetros de formação de brecha (Fonte: Eletrobrás, 2003).

Tipo de barragem	Tempo de ruptura	Forma da ruptura / profundidade da brecha	Largura da brecha
Arco	Menor do que 0,1 horas	Declividade da lateral da brecha entre zero e a declividade do vale	Comprimento da crista
Contraforte	Entre 0,1 e 0,3 horas	Declividade da lateral da brecha normalmente igual à zero	Múltiplos trechos
Gravidade	Entre 0,1 e 0,3 horas	Declividade da lateral da brecha normalmente igual à zero	Um ou mais trechos (usualmente menor do que a metade do comprimento da crista)
Terra / Enrocamento	Entre 0,1 e 1 hora (compactada) e entre 0,1 e 0,5 horas (não compactada)	Declividade da lateral da brecha entre 0,25 e 1	Entre 1 e 5 vezes a altura da barragem (normalmente entre 2 e 4 vezes)

Tabela 6. Parâmetros de formação de brecha (Fonte: USACE, 2014).

Tipo de barragem	Largura média da brecha	Inclinação da brecha	Tempo de falha (horas)	Agência
Terra / Enrocamento	(0,5 a 3) h	0 a 45°	0,5 a 4	USACE 1980
	(1 a 5) h		0,1 a 1	FERC
	(2 a 5) h		0,1 a 1	NWS
	(0,5 a 5) h		0,1 a 4	USACE 2007
Concreto - Gravidade	Múltiplas falhas	Vertical	0,1 a 0,5	USACE 1980
	Normalmente < 0,5L		0,1 a 0,3	FERC
	Normalmente < 0,5L		0,1 a 0,2	NWS
	Múltiplas falhas		0,1 a 0,5	USACE 2007
Concreto - Arco	Barragem Inteira	0 à declividade da parede do vale	<0,1	USACE 1980
	Barragem Inteira			FERC
	0,8L à L			NWS
	0,8L à L			USACE 2007

Onde: h= altura do maciço; L= comprimento do maciço.

3.4. MODELOS MATEMÁTICOS PARA SIMULAÇÃO DE ROMPIMENTOS

A ruptura de uma barragem resulta em um escoamento de difícil caracterização matemática e de grande variação das grandezas hidráulicas no tempo e espaço. Assim, a utilização de um modelo hidrodinâmico de propagação de um hidrograma de

ruptura objetiva simular o movimento da onda de cheia ao longo do vale a jusante da barragem. Esta simulação possibilita determinar as profundidades, as velocidades e o tempo de chegada do pico da vazão, permitindo estimar o dano potencial e a duração da inundação (LAURIANO, 2009). Estas informações são necessárias para elaboração do Plano de Segurança de Barragens e do Plano de Ação Emergencial, o qual estabelecerá as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em caso de emergência (item 3.2.3).

Os modelos para simulação do escoamento podem ser classificados em cinco tipos: modelos simplificados; modelos hidrológicos; modelos hidrodinâmicos unidimensionais (1D); bidimensionais (2D); e tridimensionais (3D) (LAURIANO, 2009).

O processo de propagação de vazões é de grande importância, especialmente em bacias de grande escala. Geralmente, o método implementado em modelos hidrológicos é simplificado, sendo adotada uma metodologia de onda cinemática, na maior parte dos casos, ou de métodos simples como o modelo Muskingum-Cunge (CHOW et al., 1988).

Majoritariamente, para a modelagem de escoamento de forma unidimensional as equações utilizadas são conhecidas por equações do escoamento não permanente gradualmente variado, ou equações de Saint-Venant 1D (TSCHIEDEL, 2017). Estas equações são consideradas a base no desenvolvimento de modelos de escoamento utilizados para representar o fluxo superficial de cursos hídricos. Os modelos unidimensionais apresentam as seguintes simplificações (TUCCI, 1998):

- Funções contínuas: na definição das equações diferenciais, admite-se que as funções são contínuas em relação ao tempo e ao espaço longitudinal;
- Fluido incompressível e homogêneo: considera apenas fluidos em que a compressibilidade é desprezível, por exemplo a água;
- Pressão hidrostática: as pressões consideradas na formulação das equações de Saint-Venant são hidrostáticas, ou seja, a aceleração vertical do escoamento é desconsiderada;

- Escoamento unidimensional: são desprezadas as variações de velocidade nas direções transversal e vertical. Assim, a velocidade média é representativa da variabilidade da velocidade na seção transversal;
- Atrito: a declividade da linha de atrito é obtida pelo uso das equações de movimento uniforme de Chézy e Manning.

Por possuírem uma interface simplificada e resultados com boa precisão, os modelos hidrodinâmicos unidimensionais (1D) são indicados para diversos casos práticos (MORRIS & GALLAND, 2000). Em locais com características topográficas e de ocupação pouco complexas, ou seja, onde o escoamento na planície de inundação segue a direção do leito principal do curso de água, a simulação unidimensional do escoamento resulta em uma aproximação adequada do fenômeno físico (VISEU et al., 1999).

No entanto, em locais com amplas planícies de inundação e áreas urbanizadas, a simulação unidimensional deixa de ser válida, por ser inviável definir um eixo de escoamento, e torna-se necessário adotar a simulação bidimensional do escoamento (LAURIANO, 2009).

Os modelos bidimensionais de águas rasas, normalmente trabalham resolvendo as equações de conservação de massa e de conservação do momento nos eixos horizontal e vertical do curso hídrico modelado (MARTIN & MCCUTCHON, 1998), dando origem às equações 2D de Saint Venant. Estes modelos são aplicáveis a cursos hídricos com profundidades insignificantes frente às extensões de lâmina d'água, como lagos bem misturados, não estratificados e várzeas de inundação (ZHEN-GANG, 2008).

Os modelos hidrodinâmicos bidimensionais (2D) apresentam melhores resultados para áreas com planícies de inundação preponderantes, tributários, cursos de água com transições bruscas e locais com presença de pontes ou outras estruturas hidráulicas. Entretanto, esses modelos são geralmente aplicados para pequenas áreas de interesse, pois requerem uma maior capacidade computacional para as simulações e uma melhor representação da topografia do local (MORRIS & GALLAND, 2000).

Uma das alternativas para propagação de vazão é o uso de modelos hidrodinâmicos, que utilizam equações completas do escoamento unidimensional em

rios (Equações de Saint-Venant). Entretanto, geralmente esses modelos necessitam de mais dados de entrada, possuem códigos computacionais mais extensos e complicados (PONTES et al., 2015), e quando aplicados em bacias de grande escala exigem um cuidado no pré-processamento dos dados topográficos, conforme relatado por Paiva (2009).

A Tabela 7 apresenta alguns modelos passíveis de utilização para auxiliar na previsão de impactos decorrentes de rompimentos de barragens, em 1, 2 e 3 dimensões.

Tabela 7. Modelos hidrodinâmicos para utilização em estudos de rompimento de barragens. (Fonte: TSCHIEDEL, 2017).

Dimensionalidade	Modelo	Organização
1D	DAMBRK	NWS
	DAMBRK-UK	Binnie & Partners
	FLDWAV	NWS
	FLORIS	ETHZ
	HEC-RAS	USACE
	HYDRO ID	Mott MacDonald
	MIKE 11	DHI
2D	DBK2	IWHR
	FLOOD D2	ENEL
	HEC-RAS	USACE
	HYDRO 2D	Mott MacDonald
	JFLOW	Jeremy Berm Association
	LISFLOOD	University of Bristol
	MIKE21	DHI
	XPSWMM	XP SOLUTIONS
3D	FLUENT	FLUENT
	HYDRO 3D	Mott MacDonald
	MIKE3	DHI
	TELEMAC-3D	EDF
	TRIVAST	Cardiff University

Segundo Rubís (2006), o modelo mais utilizado para a simulação de ruptura de barragens é o NWS DAMBRK, que possui o NWS FLDWAV como versão mais atualizada. O HEC-RAS também costuma ser bastante empregado em casos práticos, por também possuir um módulo que permite a simulação de ruptura e a modelagem de escoamento de forma não permanente. Esses modelos hidrodinâmicos possuem a mesma base teórica e usam as técnicas numéricas baseadas na solução das equações completas unidimensionais de Saint-Venant, por meio de métodos implícitos de diferenças finitas (LAURIANO, 2009).

Tendo em vista os modelos apresentados na Tabela 7, que utilizam a solução das equações completas de Saint-Venant, este trabalho verifica a possibilidade de utilizar em estudos de rompimento de barragens, uma opção de complexidade intermediária, que utiliza no módulo de propagação uma aproximação das equações de Saint-Venant que despreza apenas o termo de inércia advectiva na equação dinâmica. Esta aproximação é chamada de modelo de inércia local, ou método inercial. (ALMEIDA et al., 2012; ALMEIDA; BATES, 2013; BATES; HORRITT; FEWTRELL, 2010; FAN et al., 2014).

Essa metodologia é apresentada no Modelo de Grandes Bacias MGB (IPH-UFRGS), que é um modelo para aplicação em grandes bacias, que além da simulação hidrodinâmica dos processos de escoamento, inclui também a simulação hidrológica, permitindo a estimativa de vazões em locais sem dados disponíveis. No item seguinte é detalhado as funcionalidades do MGB e as variáveis de entrada e saída do modelo.

3.4.1. Modelo MGB

O modelo matemático MGB é um modelo hidrológico e hidrodinâmico desenvolvido para aplicações em grandes bacias e representa o processo de transformação de chuva em vazão com forte embasamento físico e de forma distribuída na bacia hidrográfica (PONTES et al., 2017). O modelo foi criado pelo Grupo de Pesquisa em Hidrologia de Grande Escala (HGE), no Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e continua sendo desenvolvido e aprimorado ao longo do tempo (COLLISCHONN & TUCCI, 2001; PAIVA, et al., 2013; FAN & COLLISCHONN, 2014; PONTES et al., 2017).

De acordo com HGE (s.d.), grandes bacias são consideradas as que apresentam características semelhantes às seguintes:

- Regiões geralmente maiores do que 1000 km²;
- Regiões onde os processos de propagação fluvial não podem ser desconsiderados, ou seja, com alto tempo de concentração e que os processos de translação e atenuação de ondas de cheias sejam relevantes na compreensão das dinâmicas da bacia;
- Regiões onde a diferença entre os divisores de água superficial e subterrânea pode ser desprezada;

– Regiões onde a chuva e outras características como tipo e uso de solo não podem ser consideradas homogêneas em toda a área, e por isto os métodos clássicos de hidrologia não são adequados;

– Regiões onde a caracterização do terreno é difícil de ser realizada com medições puramente in-situ, sendo necessário o apoio de técnicas de SIG e sensoriamento remoto.

Para discretização espacial a versão original do modelo adotava uma subdivisão da bacia hidrográfica em elementos regulares (células quadradas), de cerca de 10 x 10 km (COLLISCHONN & TUCCI, 2001). Atualmente, é adotada no MGB uma discretização da bacia em unidades irregulares, definidas a partir de dados do relevo de um Modelo Digital de Elevação (MDE), as quais são denominadas minibacias (PONTES et al., 2015).

Para cada minibacia da rede de drenagem são obtidos atributos adicionais relevantes para a simulação hidrológica, tais como: área de drenagem local da minibacia; área de drenagem total acumulada; comprimento do trecho de rio; declividade do trecho de rio; comprimento e declividade do maior afluente no interior da minibacia e código do trecho de rio localizado a jusante. Estes atributos podem ser obtidos diretamente a partir de pré-processamento do MDE (PONTES et al., 2015).

Além das minibacias, é adotada uma divisão da bacia em um conjunto de Classes de Resposta Hidrológica (CRH), definidas a partir da combinação de mapas de tipos de solos e de vegetação, ou de classes de uso da terra. A combinação das minibacias com as CRH origina as Unidades de Resposta Hidrológica (URH), que são as regiões em que determinada CRH existe no interior de uma minibacia (PONTES et al., 2015).

As URHs são classes de comportamento hidrológico definidas pela combinação de variáveis relevantes relacionadas ao tipo de solo (capacidade de armazenamento de água, profundidade, porosidade, condutividade hidráulica) e aos tipos de vegetação e uso do solo (índice de área foliar, interceptação, profundidade das raízes, albedo). O objetivo é diferenciar as regiões de acordo com os processos hidrológicos predominantes (FAN & COLLISCHONN, 2014).

Além destas informações espaciais, para a aplicação do MGB, dados fluviométricos e pluviométricos da bacia hidrográfica simulada devem ser obtidos

externamente, processados e então utilizados como entrada no modelo. A Tabela 8 apresenta os dados hidrológicos e climatológicos de entrada do modelo MGB.

Tabela 8. Dados de entrada do modelo MGB (Fonte: FAN & COLLISCHONN, 2014).

Dados de entrada	Descrição
Dados de chuva	Precipitação diária em pontos da bacia hidrográfica em milímetros de chuva.
Dados de vazão	Informações diárias de vazão providas de estações fluviométricas na bacia hidrográfica.
Dados de clima	Médias climáticas mensais dos parâmetros de temperatura, vento, umidade relativa, insolação e pressão da região de estudo. Adicionalmente, podem ser utilizados dados diários.

O modelo é formado pelos seguintes componentes, todos eles de base física ou conceitual (Figura 11):

- Balanço de água no solo;
- Evapotranspiração;
- Escoamentos superficial, subsuperficial e subterrâneo na célula;
- Escoamento na rede de drenagem.

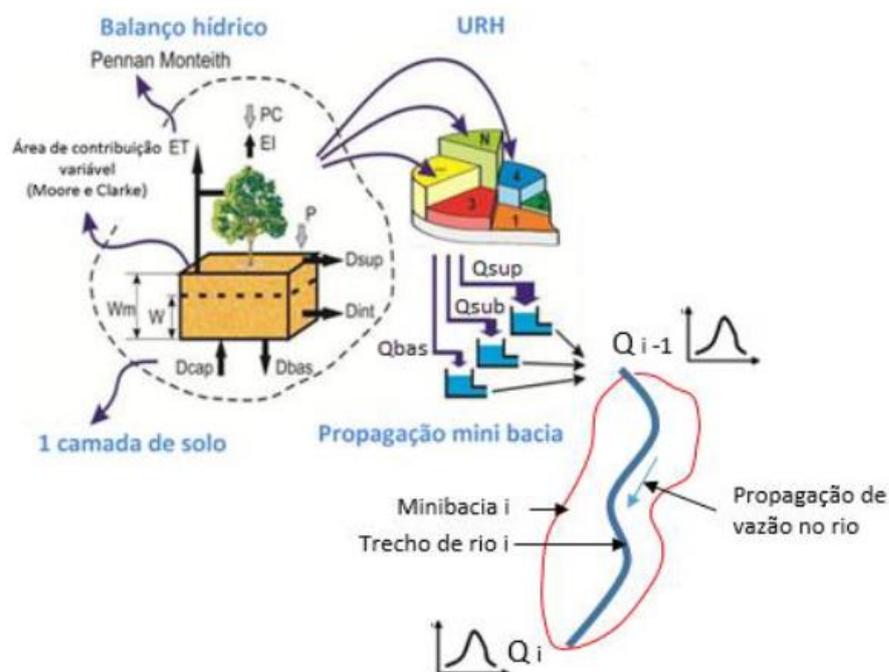


Figura 11. Funcionamento do modelo MGB (adaptado de PAIVA R. C., 2009).

Os dois primeiros módulos do modelo (balanço de água no solo e evapotranspiração) ocorrem em cada URH de cada minibacia, enquanto o terceiro

módulo (escoamento na célula) é o processo horizontal de fluxo no interior da minibacia até a rede de drenagem e o quarto módulo é o processo horizontal de fluxo ao longo da rede de drenagem (PAIVA R. C., 2009).

O principal resultado gerado pelo MGB é a vazão nas minibacias que compõem a área simulada, tal como modelos convencionais de chuva-vazão. Contudo, outras informações sobre a região estudada também são geradas, como o balanço de água no solo, evapotranspiração diária e precipitação diária em cada minibacia (FAN & COLLISCHONN, 2014).

A evaporação e a transpiração são calculadas no modelo MGB usando a equação de Penman–Monteith. A interceptação é considerada dependente da cobertura do solo, expressa pelo Índice de Área Foliar (IAF) da vegetação (COLLISCHONN & TUCCI, 2001).

O escoamento que deixa a camada de solo não atinge instantaneamente a rede de drenagem, mas sofre retardo e amortecimento ainda no interior da minibacia. Esses efeitos são representados no modelo pela passagem do escoamento por reservatórios lineares (superficial, subsuperficial e subterrâneo). É em tais reservatórios que os escoamentos dos diferentes blocos de uso e cobertura do solo se encontram. Cada um dos três reservatórios da minibacia é representado matematicamente por uma equação de reservatório linear simples. A soma dos valores de saída destes reservatórios é o escoamento incremental da minibacia, que deve ser somado ao escoamento propagado através da rede de drenagem principal e escoado para a minibacia seguinte.

As características das seções transversais dos rios, por simplicidade, são consideradas retangulares, e a largura e a profundidade podem ser estimadas através de relações geomorfológicas que relacionam estas variáveis com a área de drenagem (Equação (1) e (2)) (PAIVA, COLLISCHONN, & TUCCI, 2011). O procedimento para obtenção dessas curvas empíricas consiste em estabelecer relação com dados de largura e profundidade de rio estimados a partir de dados in-situ, em diversos pontos com diferentes valores de área de drenagem (A_d) (PONTES et al., 2015). Quando não disponíveis dados medidos em campo, os mesmos podem ser obtidos de estações fluviométricas.

$$H_{rio_i} = \alpha Ad_i^\beta \quad (1)$$

$$B_{rio_i} = \gamma Ad_i^\theta \quad (2)$$

Onde H_{rio} é a profundidade da calha (m) na minibacia i , B_{rio} é a largura da calha (m) na minibacia i , Ad é a área de drenagem (m²) na minibacia i e os parâmetros $\alpha, \beta, \gamma, \theta$ são os parâmetros do ajuste das equações do tipo potencial.

No modelo MGB, existem duas metodologias para os cálculos de propagação de vazões. A primeira, mais simples, é o tradicional método Muskingum-Cunge, que é adequado para rios de declividade relativamente alta. A segunda metodologia é o método de propagação hidrodinâmica inercial (PONTES et al., 2015), que também permite aplicar o modelo em rios com declividade muito baixa, com expressivas planícies de inundação, em rios que sofrem influência direta da maré, e em sistemas hídricos complexos, com lagos, rios e canais interligados. Com essa metodologia, Fan et al. (2014) e Pontes et al. (2015) apresentaram, em seus estudos, resultados semelhantes aos modelos baseados nas equações completas de Saint-Venant, porém com um algoritmo e código computacional mais simples.

No modelo inercial, a batimetria da várzea de inundação é obtida através de uma curva hipsométrica, relacionando a cota e a área (Figura 12). Esta curva é usada posteriormente para estimar a área alagada em cada minibacia para diferentes valores do nível da água. A curva hipsométrica obtida desta forma em geral não contempla a parte submersa da topografia devido aos levantamentos hipsométricos disponíveis em larga escala, como o SRTM, serem Modelos Digitais de Superfície, e não Modelos Digitais do Terreno. Por este motivo, é necessário realizar uma correção da curva hipsométrica, de forma a incluir ainda a parte submersa. A correção da curva hipsométrica é realizada considerando que o pixel com menor elevação do MDE corresponde ao nível da água, e que abaixo desse nível está a calha do rio com a largura e a profundidade obtida da relação geomorfológica (PONTES et al., 2015).

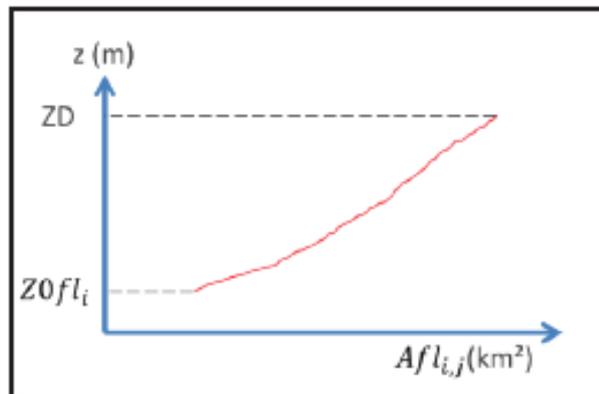


Figura 12. Modelo de curva hipsométrica relacionando cota e área alagada (PONTES et al., 2015).

Para cada minibacia é obtida, ainda, uma relação entre cota e volume, na forma de uma tabela. O cálculo do volume é obtido através da integral da curva cota-área alagada, corrigida como descrito antes, de forma a incluir o volume da parte submersa da calha do rio. Essa integral é obtida considerando volumes incrementais na forma de trapézios.

3.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE A REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A partir da revisão bibliográfica apresentada, verifica-se que as barragens são normalmente implementadas como medidas de controle de situações de escassez e cheias, para contenção de rejeitos ou geração de energia elétrica. Todavia, estudos de prevenção e de ações emergenciais são necessários e importantes na ocorrência de acidentes relacionados com rompimentos.

Os estudos deste tipo geralmente são realizados utilizando modelos matemáticos complexos, como o modelo HEC-RAS (1D e 2D), o DAMBRK, ou o FLDWAV. Estes são modelos hidrodinâmicos, baseados nas equações completas de Saint-Venant, e simulam essencialmente o processo de propagação da onda de cheia em trechos de rio.

Todavia, atualmente existem opções de modelos sendo desenvolvidos no Brasil e no mundo que podem servir para este tipo de estudo, que incluem tanto a simulação hidrológica quanto a simulação hidrodinâmica de bacias hidrográficas. Especialmente de interesse deste trabalho o foco é o Modelo de Grandes Bacias – MGB com propagação de vazões pelo método inercial. Esta versão do modelo é de

desenvolvimento recente, e acredita-se que ela possui potencial para ser aplicada em estudos de rompimento de barragens.

Como vantagens desta possível utilização, que seria uma metodologia não convencional, cita-se que este modelo possibilita o estudo hidrodinâmico e hidrológico em escala de bacia hidrográfica e não apenas em trechos de rios. Também, por ser um modelo de simulação que considera toda a bacia hidrográfica, possibilita a avaliação de variáveis como mancha de inundação, profundidade, efeitos de planície e vazão em centenas de quilômetros de trechos de rio a partir de uma aplicação em escala de bacia.

Assim, com esta pesquisa buscou-se contribuir para os estudos de rompimento de barragens, analisando a possibilidade de utilização do Modelo de Grandes Bacias – MGB, especialmente com a versão mais atual que usa uma simplificação nas equações de Saint-Venant utilizadas para propagação de vazões, conhecida como método inercial.

4. MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia geral desse trabalho consiste na realização de simulações de diversos cenários de rompimento de barragens, a fim de avaliar a aplicabilidade do Modelo de Grandes Bacias MGB para estudos de ruptura de barragens, tanto individuais como em cascata, e analisar os impactos causados em locais de interesse na bacia hidrográfica. No item seguinte é apresentada a área em que o estudo foi desenvolvido; no segundo item é apresentado o modelo utilizado e suas variáveis. No terceiro item são apresentados os métodos de análise dos resultados obtidos e no quarto item são apresentadas as análises de sensibilidade do modelo realizadas. A Figura 13 apresenta um fluxograma que representa, de maneira geral, as etapas realizadas neste trabalho.

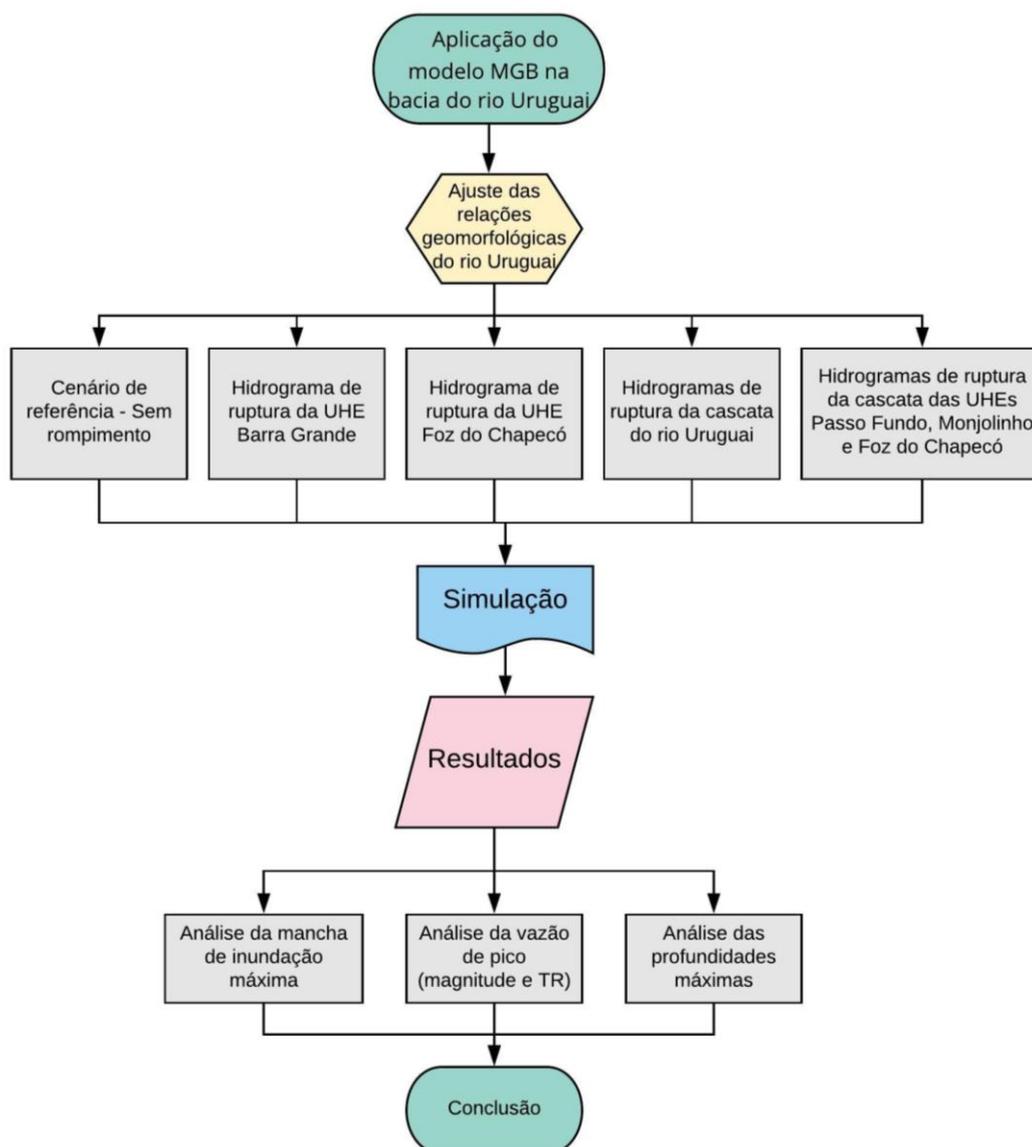


Figura 13. Representação das etapas realizadas.

As etapas do trabalho consistiram na avaliação e aplicação do modelo MGB na bacia do rio Uruguai, seguido de ajustes nas relações geomorfológicas de profundidade e largura. Em seguida, foram calculados os hidrogramas de ruptura para os casos de rompimento de barragens e foram simulados os cenários definidos. Após as simulações, os resultados foram analisados a partir da obtenção da mancha de inundação máxima, vazão de pico atingida, profundidades máximas nos trechos do rio Uruguai e estimativa do Tempo de Retorno (TR) para todos os cenários, comparando os resultados para os casos com rompimentos e sem rompimento.

4.1. ÁREA DE ESTUDO

O estudo foi realizado na bacia do rio Uruguai, a qual apresenta uma área de 365 mil km². Dessa dimensão, 45% (ou seja, 174,4 mil km²) estão situados em território nacional, na fronteira entre os estados do Rio Grande do Sul e Santa Catarina, a qual corresponde a Região Hidrográfica do Uruguai (MMA, 2006). A Figura 14 apresenta a localização da bacia do rio Uruguai.

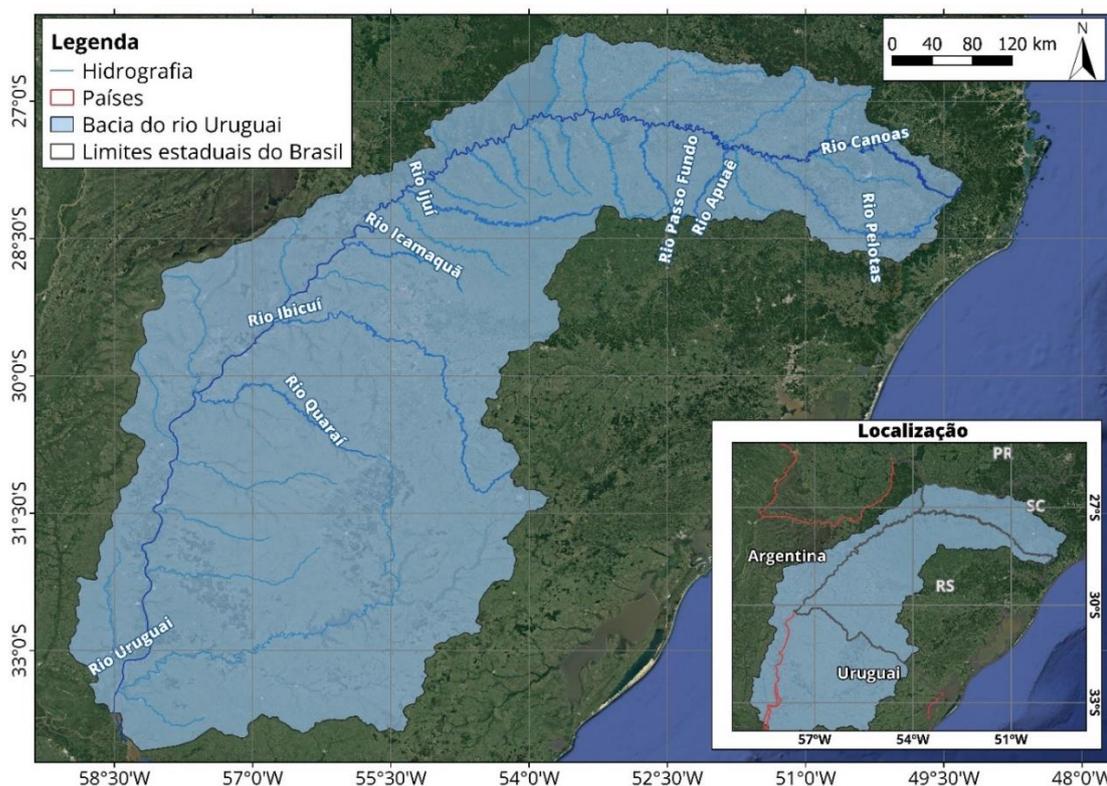


Figura 14. Localização da bacia do rio Uruguai.

O rio Uruguai é formado da confluência do rio Pelotas com o rio Canoas, a partir da qual percorre cerca de 2.200km até a sua foz no estuário do rio da Prata. Após esta confluência, o rio Uruguai escoar na direção Leste-Oeste e recebe importantes

contribuições dos rios do Peixe, Irani, Chapecó e Antas (margem direita ou Catarinense), e ainda dos rios Apuaê (ou Ligeiro), Inhandava (ou Forquilha), Passo Fundo, da Várzea e Guarita (afluentes da margem esquerda ou gaúcha). Ao receber as águas do rio Peperi-Guaçu, toma a direção sudoeste, passando a seu trecho fronteiro, onde recebe as seguintes afluições, todas pela margem esquerda (em território nacional): Turvo, Santa Rosa, Santo Cristo, Ijuí, Icamaquã. Piratini, Butuí e Ibicuí. Após a afluição do rio Quaraí, deixa de banhar o território brasileiro, dirigindo-se para o sul e passando a dividir a Argentina e o Uruguai, até sua foz (MMA, 2006).

A Região Hidrográfica do Uruguai apresenta um grande potencial hidrelétrico com uma capacidade total, considerando os lados brasileiro e argentino, de produção de 40,5 KW/km², uma das maiores relações energia/km² do mundo (MMA, 2006). Portanto, apresenta diversas hidrelétricas, sendo objetos deste estudo as seguintes: no rio Pelotas (formador do rio Uruguai) a UHE Barra Grande; no rio Uruguai as UHEs Machadinho, Itá e Foz do Chapecó; e no rio Passo Fundo a UHE Passo Fundo e a UHE Monjolinho. A Figura 15 apresenta a localização destas usinas hidrelétricas e a Tabela 9 apresenta informações referentes às usinas de interesse.

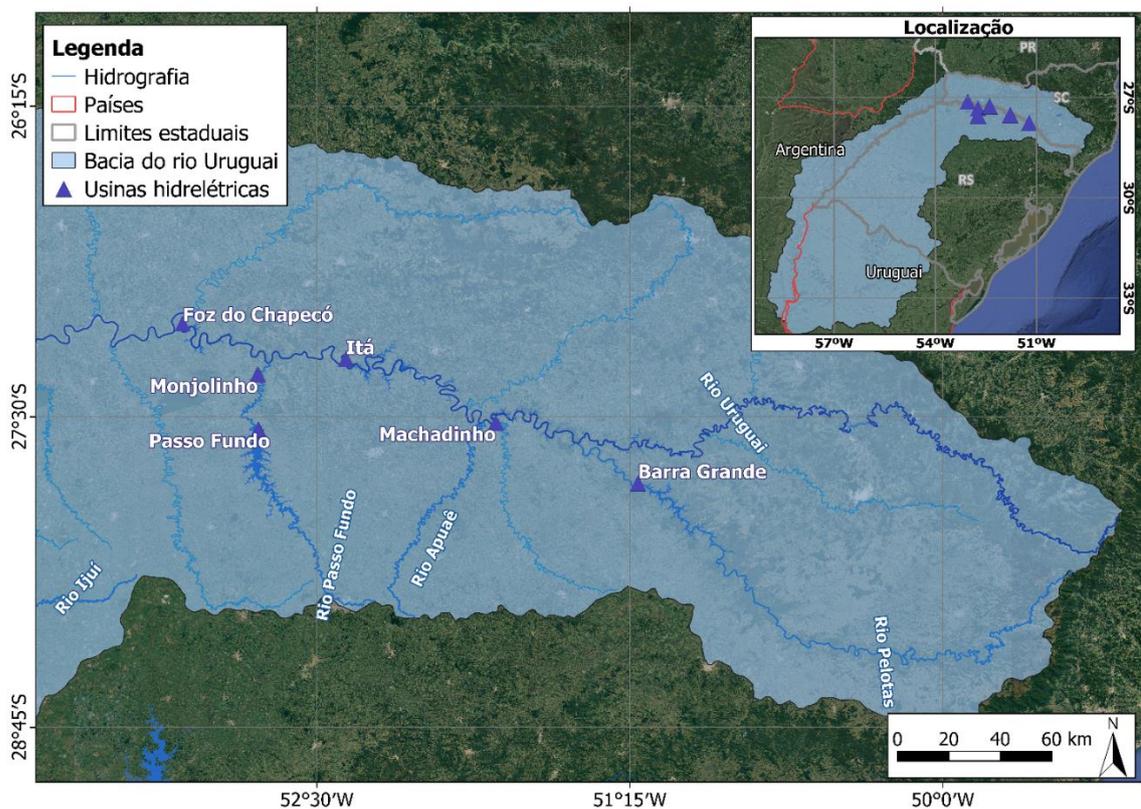


Figura 15. Localização das usinas hidrelétricas de estudo.

Tabela 9. Informações usinas hidrelétricas de interesse.

Usina	UF	Município	Rio	Latitude	Longitude	H (m)	Tipo da barragem	Pot (MW)	E (MW)	Ad (km ²)	Vol (hm ³)	Nível máximo normal do reservatório (m)	Vazão de projeto (m ³ /s)
UHE Barra Grande	RS	Pinhal da Serra	Pelotas	27°46'48,9"S	51°11'31,1"W	185	Enrocamento com face em concreto	690	380,6	13000	5200	647	19200
UHE Machadinho	SC	Piratuba	Uruguai	27°31'37,5"S	51°47'22,7"W	126	Enrocamento com face em concreto	1140	547,1	32050	3340	480	35703
UHE Itá	SC	Itá	Uruguai	27°16'36,1"S	52°22'55,7"W	125	Enrocamento com face em concreto	1450	740,5	44500	5100	370	49940
UHE Passo Fundo	RS	Trindade do Sul	Passo Fundo	27°33'11,5"S	52°44'29"W	47	Misto concreto-terra	226	113,1	2300	1590	598	2250
UHE Monjolinho	RS	Nonoai	Passo Fundo	27°20'47,4"S	52°43'48,4"W	74	Enrocamento com face em concreto	74	41,7	3770	150	328,5	6755
UHE Foz do Chapecó	RS	Alpestre	Uruguai	27°8'21"S	53°2'39"W	48	Enrocamento com núcleo asfáltico	855	432	53000	1502	265	62190

H= altura do barramento; Pot= potência instalada (MW); E= energia assegurada (MW); Ad= área de drenagem (km²); Vol= volume do reservatório no nível máximo (hm³).

4.2. APLICAÇÃO DO MODELO MGB

Para realização desse projeto, foi utilizado o plugin do Modelo de Grandes Bacias MGB disponível para o software QGIS versão 2.18.19. Foi aplicado o projeto referente a bacia do rio Uruguai, desenvolvido pela equipe do HGE (IPH-UFRGS). Para a elaboração desse modelo foi utilizado o Modelo Digital de Elevação (MDE) do Bare-Earth SRTM (O'LOUGHLIN et al., 2016). Este MDE é uma versão do Shuttle Radar Topography Mission – SRTM com resolução de 90m, onde a vegetação original foi removida com o objetivo de evitar possíveis erros de elevação no terreno em locais com vegetação densa (ver mais detalhes em SIQUEIRA et al., 2017). O valor de coeficiente de Manning utilizado foi de 0,035 para toda a bacia do rio Uruguai. Assim, não foi necessário a preparação do modelo no programa e as calibrações referentes a parâmetros do solo, clima, entre outras variáveis.

Entretanto, foi preciso ajustar as relações geomorfológicas do rio Uruguai, utilizadas na calibração do modelo. Essas relações contemplam as larguras e profundidades de acordo com a área de drenagem, ao longo dos cursos d'água. Para isso, as larguras foram obtidas do Google Earth e foram consultadas as profundidades correspondentes nos resumos de descarga das estações fluviométricas, disponíveis da Agência Nacional de Águas (ANA) (HIDROWEB (ANA), s.d.) As estações fluviométricas utilizadas são apresentadas na Tabela 10 e suas localizações na Figura 16.

Tabela 10. Informações das estações fluviométricas.

Código da Estação	Nome	Município	UF	Latitude	Longitude	Rio	Ad (km²)
70200000	Invernada Velha	Bom Jesus	RS	28°26'21" S	50°18'06" W	Pelotas	2820
70700000	Passo Socorro	Vacaria	RS	28°12'39" S	50° 45'31" W		8440
72300000	Passo do Virgílio	Machadinho	RS	27°30'03" S	51° 42'48" W	Uruguai	29300
73550000	Passo Caxambu	Caxambu do Sul	SC	27°10'15" S	52° 52'03" W		52400
74100000	Iraí	Iraí	RS	27°10'32" S	53° 13'46" W		61900
75550000	Garruchos	Garruchos	RS	28°10'55" S	55° 38'35" W		116000
75780000	Passo São Borja	São Borja	RS	28°37'27" S	56° 2'12" W		125000
75900000	Itaqui	Itaqui	RS	29°07'03" S	56° 33'15" W		131000
77150000	Uruguaiana	Uruguaiana	RS	29°44'54" S	57°05'18" W		190000

Ad= área de drenagem (km²).

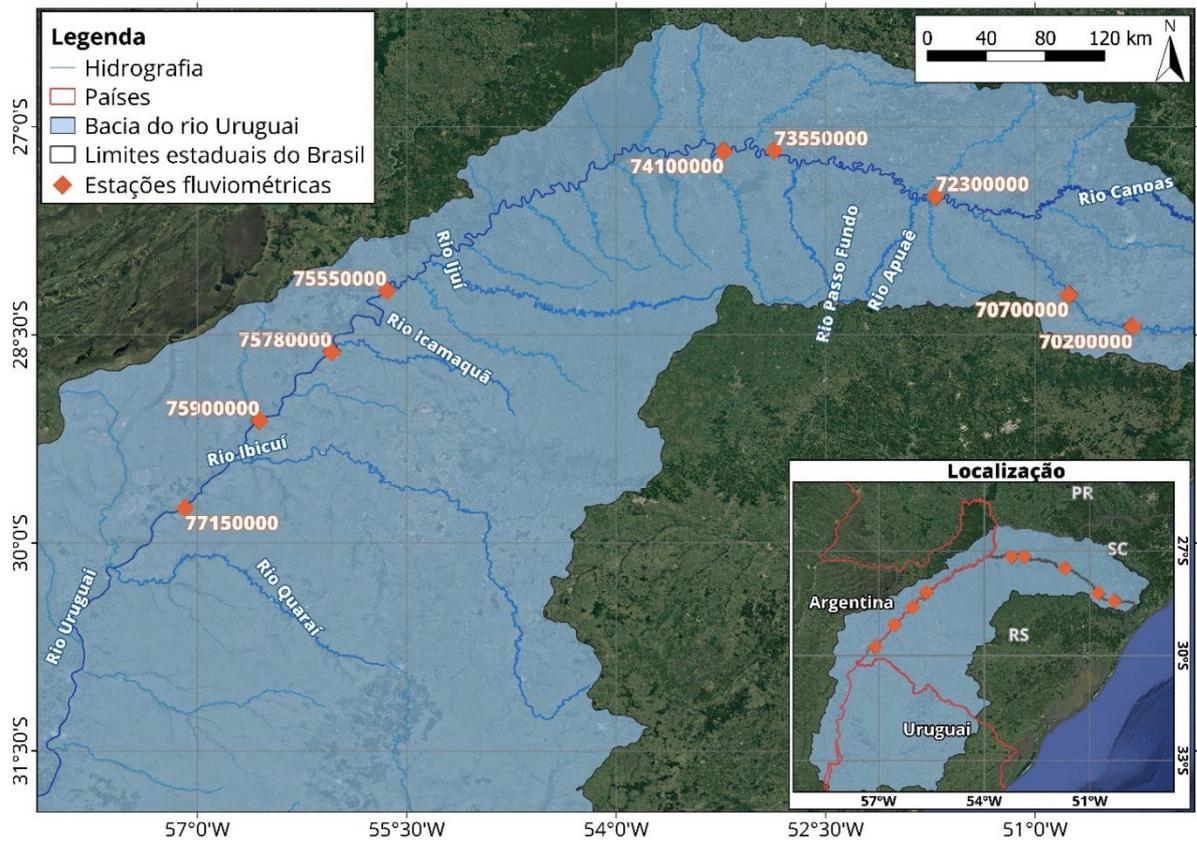


Figura 16. Estações fluviométricas utilizadas.

A partir dos valores de profundidades, larguras e áreas de drenagem das estações foi aplicada uma aproximação linear e obtida a relação entre as larguras e áreas de drenagem (Figura 17 e Equação (3)) e entre as profundidades e áreas de drenagem (Figura 18 e Equação (4)).

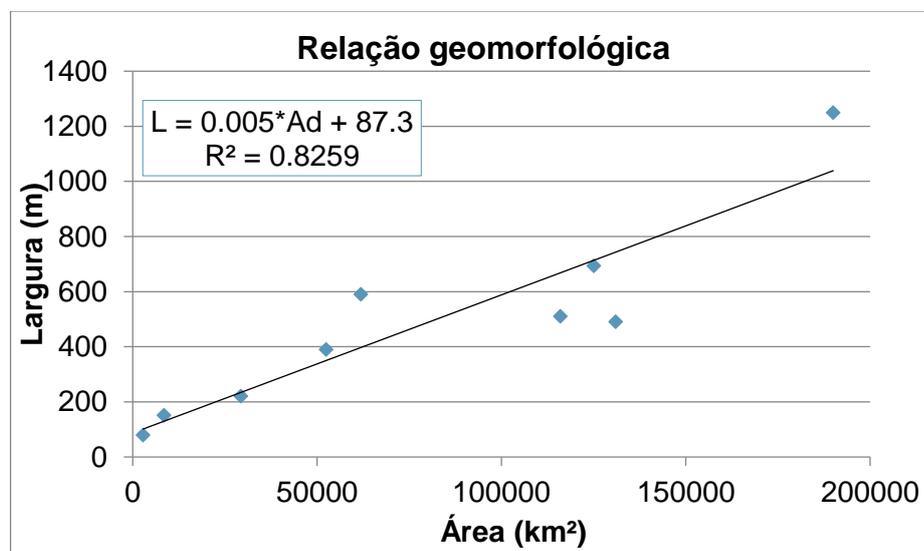


Figura 17. Relação entre a largura e a área de drenagem.

$$L = 0,005 * Ad + 87,3 \quad (3)$$

Onde L é a largura (m), Ad é a área de drenagem (km²).

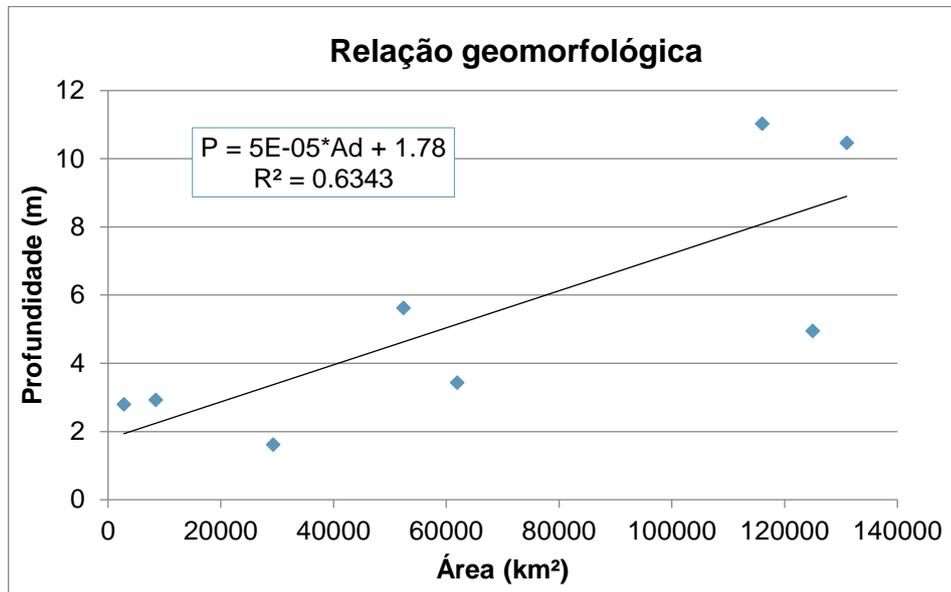


Figura 18. Relação entre a profundidade e a área de drenagem

$$P = 0,00005 * Ad + 1,78 \quad (4)$$

Onde P é a profundidade (m), Ad é a área de drenagem (km²).

A partir das novas relações geomorfológicas descritas acima, foram obtidas as larguras e profundidades para cada minibacia, utilizando a área de drenagem da mesma. Porém, aplicando a Equação (4), obteve-se altas profundidades na região do município de Uruguaiana, após a confluência com o rio Ibicuí. Assim, a partir do conhecimento de campo das profundidades nessa região, as mesmas foram reduzidas manualmente nas minibacias correspondentes, no trecho do rio Uruguai, entre as confluências do rio Ibicuí e do rio Quaraí.

A Figura 19 e a Figura 20 apresentam a comparação entre as vazões diárias observadas nas estações fluviométricas e as resultantes do modelo, nos municípios de São Borja e Uruguaiana. Juntamente, apresenta-se o índice de eficiência de Nash-Sutcliffe, que indica a concordância entre os valores de vazão simulados e os observados, apresentando um valor máximo igual a 1 quando se obtém um ajuste perfeito entre as vazões calculadas e observadas e valores negativos quanto mais

distantes uma da outra. No ANEXO A são apresentadas a comparação dos hidrogramas simulados e observados nas demais estações.

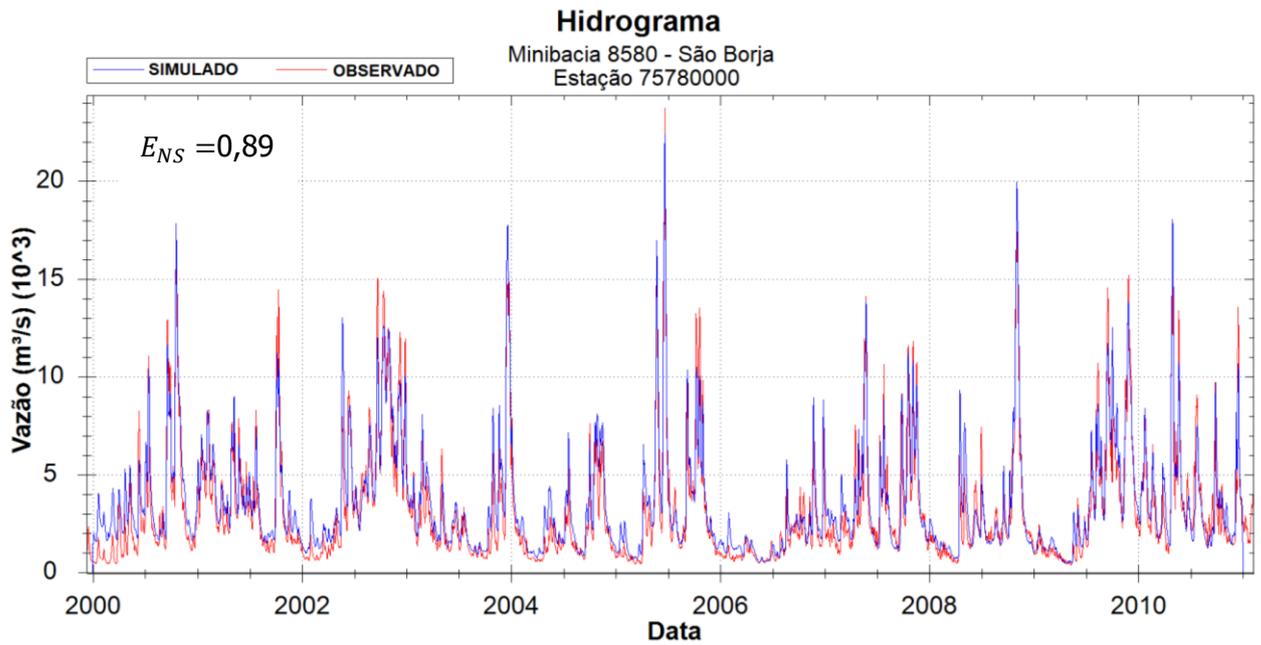


Figura 19. Vazões diárias simuladas e observadas na minibacia do município de São Borja. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

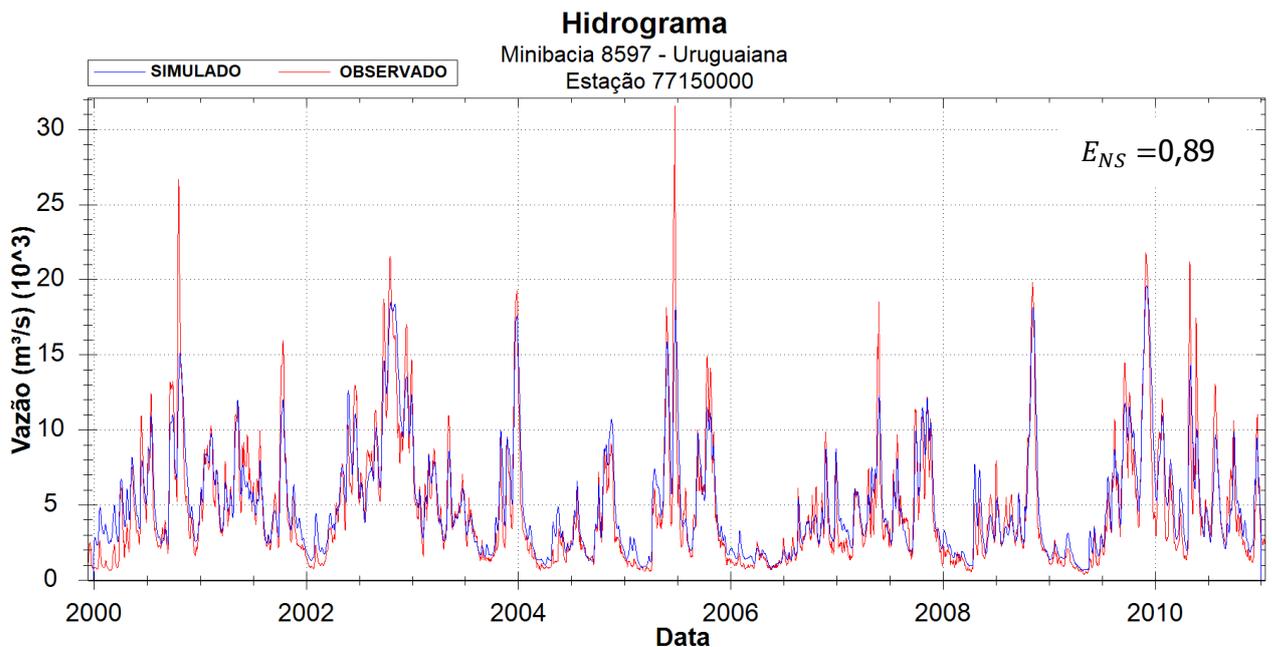


Figura 20. Vazões diárias simuladas e observadas na minibacia do município de Uruguaiana. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

4.2.1. Cenários de rompimento adotados

A partir dos dados de cada minibacia, o trabalho consistiu na simulação de cinco cenários, nos quais estudou-se a aplicabilidade do Modelo de Grandes Bacias (MGB) em representar o escoamento e as manchas de inundação resultantes dos rompimentos de barragens. Desses cenários, um representa a situação sem rompimento de barragens, onde são avaliadas as máximas cheias naturais simuladas no intervalo de tempo estudado (período de janeiro de 2000 até dezembro de 2010). Este cenário será apresentado como cenário 1.

Outros dois cenários representam o rompimento de barragens em cascata, no qual o rompimento de uma barragem a montante acaba ocasionando em uma grande vazão de água a jusante. Essa onda de cheia acaba promovendo o rompimento da barragem localizada a jusante, no mesmo curso d'água, e assim sucessivamente. A primeira cascata simulada foi a do rio Uruguai, na qual o rompimento da UHE Barra Grande resultou no rompimento da UHE Machadinho, depois a UHE Itá e, por fim, o rompimento da UHE Foz do Chapecó. Este cenário será apresentado como cenário 2. A segunda cascata simulada resultou do rompimento inicial da UHE Passo Fundo, seguido da UHE Monjolinho e depois da UHE Foz do Chapecó (cenário 3).

Os outros dois cenários representam o rompimento de apenas uma barragem na simulação. Para isso, foram escolhidas a UHE Barra Grande (cenário 4), por apresentar o maior reservatório entre as usinas hidrelétricas localizadas no rio Uruguai, e a UHE Foz do Chapecó (cenário 5), por se encontrar mais próxima de locais de interesse, como São Borja, Itaqui e Uruguaiana. A Tabela 11 apresenta um resumo dos cenários de rompimento.

Tabela 11. Resumo dos cenários simulados.

Cenários	Rompimento das barragens das UHEs
1	Sem rompimento
2	Barra Grande – Machadinho – Itá – Foz do Chapecó
3	Passo Fundo – Monjolinho – Foz do Chapecó
4	Barra Grande
5	Foz do Chapecó

Para simulação dos cenários de rompimento foi utilizado o método inercial de escoamento, descrito no item 3.4.1. e foram necessários os hidrogramas de ruptura

das usinas hidrelétricas em estudo. A seguir são apresentados como os hidrogramas de rompimento foram calculados.

Hidrogramas de ruptura

Para cálculo dos hidrogramas de ruptura, a partir das equações disponíveis na Tabela 4 e dos parâmetros das Tabela 5 e Tabela 6, foram obtidas vazões de pico na ordem de milhões de m^3/s , sendo consideradas vazões incoerentes para este estudo. Assim, como o objetivo é testar a validade do modelo para avaliação de rompimentos de barragens, independente do hidrograma de ruptura adotado, para formação dos mesmos foram considerados os volumes máximos dos reservatórios das usinas hidrelétricas e que o comportamento do rompimento representaria uma falha onde não há o rompimento repentino da barragem.

Para inserção dos hidrogramas de ruptura nas simulações de rompimento, foi utilizada a ferramenta de vazão substituída, a qual permite a substituição da série de vazões em uma minibacia específica. Assim, para simulação do rompimento das barragens individuais foram adicionadas, a partir da ferramenta de vazão substituída, as vazões do hidrograma de ruptura de três dias, logo após a ocorrência de um evento de cheia, nas minibacias referentes aos barramentos (cenários 4 e 5).

Para as barragens em cascata, isso também ocorreu para as primeiras usinas de cada cenário (UHE Barra Grande no cenário 2 e UHE Passo Fundo no cenário 3). Posteriormente o rompimento da UHE inicial, somou-se o hidrograma resultante na UHE a jusante com o respectivo hidrograma de ruptura, priorizando a sobreposição dos picos de vazão. Essa nova série de vazões foi adicionada na ferramenta de vazão substituída, na referente minibacia do segundo barramento, e rodou-se a simulação novamente. Após a simulação do rompimento da segunda barragem, o hidrograma resultante no terceiro barramento foi somado ao hidrograma de ruptura referente a mesma barragem. Assim sucedeu-se até a última barragem dos cenários, sendo a última simulação de rompimento a representativa dos rompimentos de todas as barragens em cascata.

4.3. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Para cada simulação foi gerada a mancha de inundação máxima resultante e os hidrogramas de cada minibacia. Foram analisadas a extensão, as profundidades e a

vazão de pico atingidas pela onda de cheia para cada cenário e, também, os impactos aos municípios e locais de interesse inundados pela mancha. Os municípios considerados de interesse são apresentados na Figura 21, sendo classificados como principais o município de Uruguaiana, Itaqui e São Borja.

Para análise dos resultados, foram produzidos mapas que apresentam os efeitos de cada variável de análise (extensão das áreas inundadas, profundidade, vazão de pico) nos municípios de Uruguaiana, São Borja e Itaqui, e estes foram classificados de acordo com a criticidade do parâmetro.

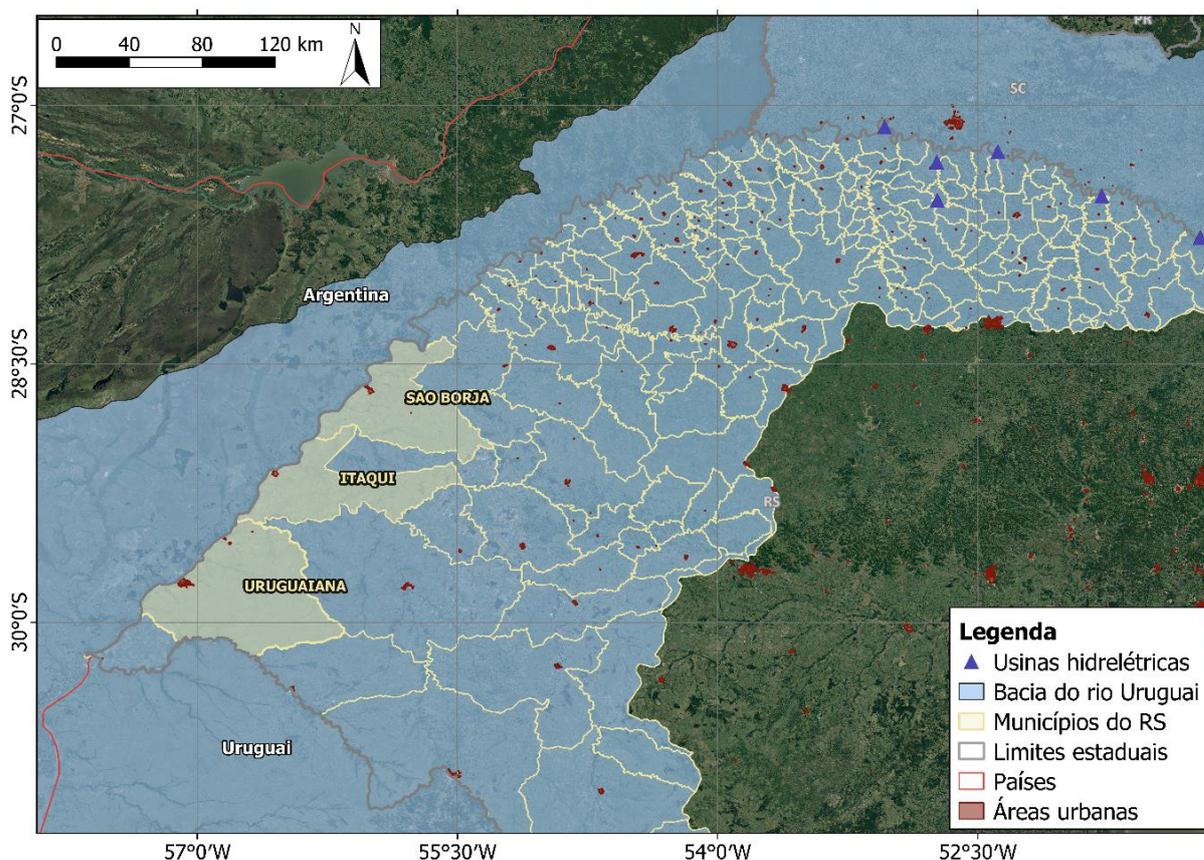


Figura 21. Municípios de interesse do estudo.

Além disso, verificou-se a qual Tempo de Retorno (TR) corresponde a maior vazão de pico observada nos cenários, para os municípios de interesse e a jusante dos barramentos. Isto permitiu a comparação entre os cenários sem e com rompimentos na avaliação das máximas vazões atingidas. Os TR foram calculados através da distribuição de Gumbel, também conhecido como método de eventos extremos, a partir da Equação (5):

$$TR = \frac{1}{P} \quad (5)$$

Onde TR = tempo de retorno (anos); P é a probabilidade que o evento aconteça.

Para isso, foi calculada a probabilidade de que a máxima vazão venha ser igualada ou excedida em um ano através da Equação (6):

$$P = 1 - e^{-e^{-b}} \quad (6)$$

Onde P é a probabilidade; b é dado pela Equação (7):

$$b = \frac{1}{0,7797 \cdot s} \cdot (x - \bar{x} + 0,45 \cdot s) \quad (7)$$

Onde x é a vazão máxima; \bar{x} é a média das vazões máximas anuais; s é o desvio padrão das vazões máximas anuais.

4.4. ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

Parâmetros como a profundidade de calha cheia atribuída aos trechos de rio podem interferir nos resultados obtidos nas simulações, afetando a mancha de inundação e os hidrogramas resultantes nas minibacias. Em vista disso, foram realizadas análises de sensibilidade do modelo a diferentes valores de profundidade, para o cenário de rompimento das barragens da cascata do rio Uruguai (cenário 2), considerado o mais crítico, e para o cenário sem rompimento (cenário 1). Assim, foram feitas quatro simulações, para cada um dos dois cenários, onde foram alteradas as profundidades inseridas no modelo de acordo com a Tabela 12.

Tabela 12. Profundidades utilizadas nas simulações de análise de sensibilidade.

Experimento	Descrição	Equação utilizada
A	Profundidades utilizadas nas simulações	<i>Prof</i>
B	Dobro das profundidades utilizadas nas simulações	<i>Prof x 2</i>
C	Triplo das profundidades utilizadas nas simulações	<i>Prof x 3</i>
D	Profundidades utilizadas nas simulações divididas por três	$\frac{Prof}{3}$

Sendo *Prof* = a profundidade utilizada nas simulações, resultantes da equação (4).

A partir dos resultados das simulações, para cada experimento nos cenários de rompimento da cascata do rio Uruguai e no cenário sem rompimento, foram analisadas as alterações nos hidrogramas resultantes e nas manchas de inundação, buscando verificar a sensibilidade do modelo às diferenças de profundidades atribuídas.

5. RESULTADOS

Utilizando o método inercial no Modelo de Grandes Bacias – MGB verificou-se a aplicabilidade do modelo em simulações de rompimento de barragens. Este capítulo apresenta os resultados obtidos ao longo do trabalho, onde no primeiro item são apresentados os hidrogramas de entrada no modelo para o cenário de rompimento da cascata do rio Uruguai. No segundo item são apresentadas as manchas de inundação máxima obtidas nos cinco cenários simulados; no terceiro item são apresentadas as profundidades máximas atingidas nos locais de interesse. No quarto item são apresentadas as vazões de pico atingidas, decorrentes das cheias naturais e resultantes dos rompimentos dos barramentos; e, por fim, no quinto item apresentam-se as análises de sensibilidade do modelo ao parâmetro de profundidade.

5.1. HIDROGRAMAS DE RUPTURA

Como descrito no item 4.2.1, para cálculo dos hidrogramas de ruptura dos barramentos, foi assumido que o volume máximo dos reservatórios levaria três dias para escoar para jusante e, de forma empírica, estabeleceu-se que no primeiro dia aproximadamente 60% do reservatório esvaziaria, 30% no segundo e 10% no terceiro dia.

Os hidrogramas de ruptura resultantes, para cada usina hidrelétrica, são apresentados na Tabela 13 e na Figura 22 até a Figura 27.

Tabela 13. Hidrogramas de ruptura das UHEs.

Usina hidrelétrica	Volume do reservatório (hm ³)	Vazão (m ³ /s)		
		1º dia	2º dia	3º dia
Barra Grande	5200	36111	18055	6019
Machadinho	3340	23188	11594	3865
Itá	5100	35415	17707	5903
Foz do Chapecó	1502	10430	5215	1739
Passo Fundo	1590	11038	5519	1839
Monjolinho	150	1045	523	174

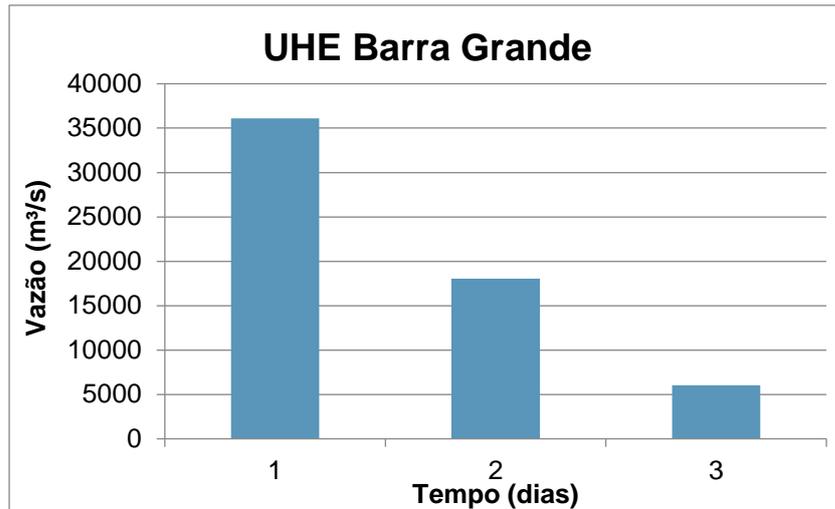


Figura 22. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Barra Grande.

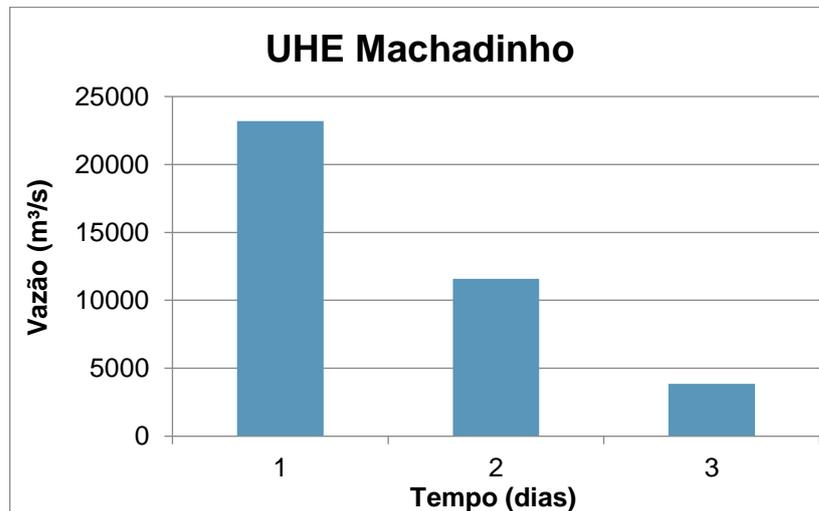


Figura 23. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Machadinho.

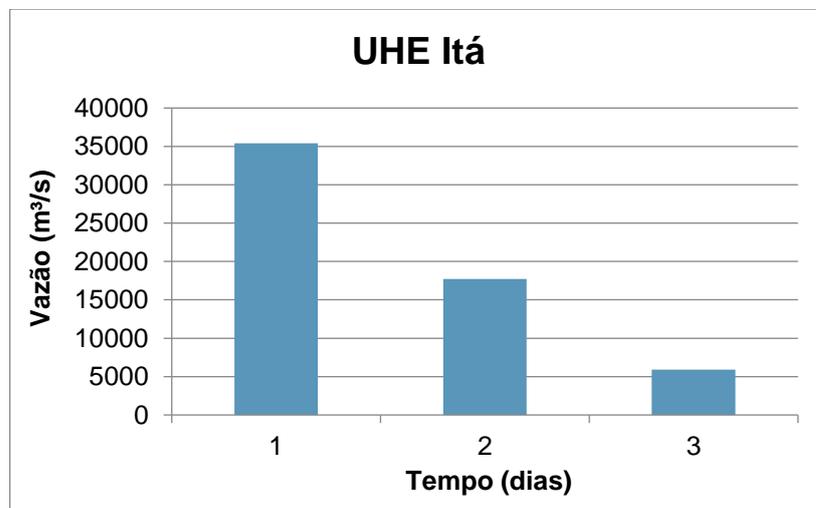


Figura 24. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Itá.

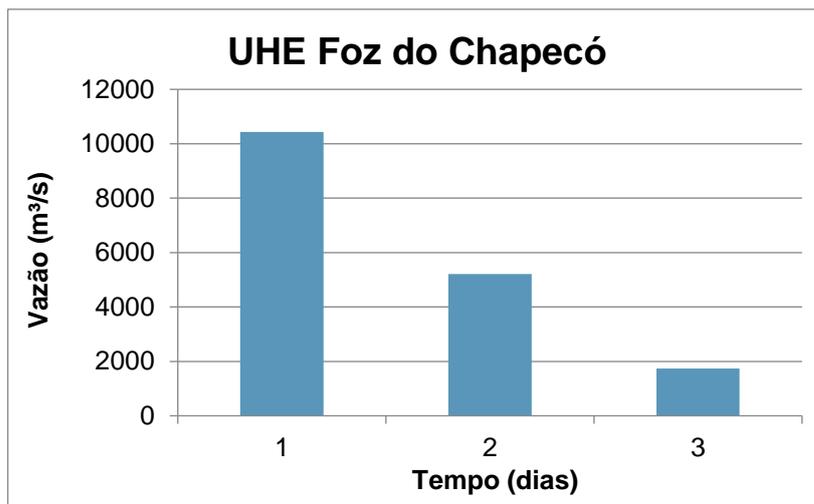


Figura 25. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó.

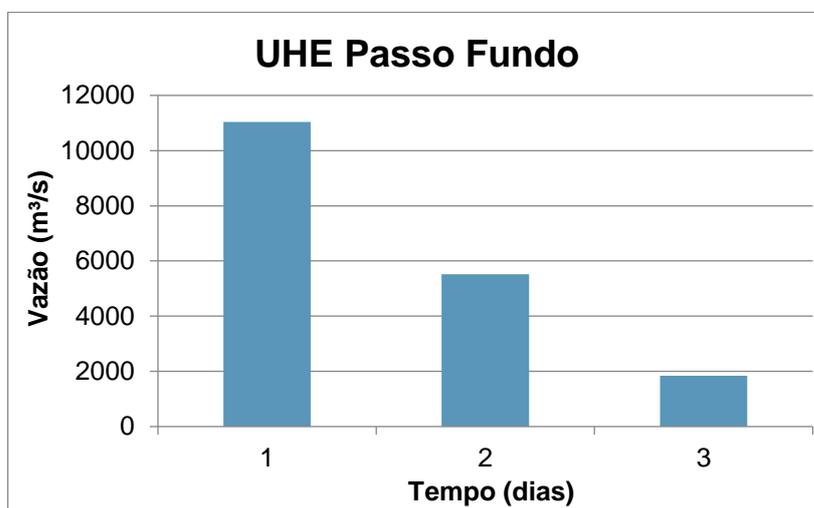


Figura 26. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Passo Fundo.

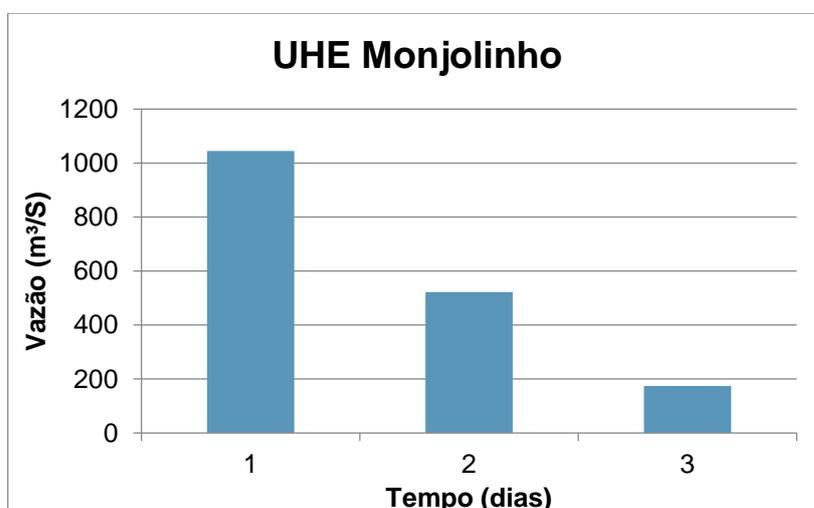


Figura 27. Hidrograma de ruptura da Usina Hidrelétrica Monjolinho.

Observa-se a partir dos hidrogramas de ruptura e da Tabela 14 que as vazões de defluência adotadas no primeiro dia de rompimento são superiores às vazões de projeto em alguns cenários de simulação adotados. Isto ocorre para as usinas hidrelétricas nos cenários 2, 3 e 4 (rompimento da cascata do rio Uruguai; cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó; e rompimento individual de Barra Grande, respectivamente), com exceção da UHE Foz do Chapecó no cenário 3 e 5 (rompimento da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó; e rompimento individual da UHE Foz do Chapecó, respectivamente). Esta análise representa que os cenários de simulação adotados, apesar de serem hipotéticos, estão compreendidos dentro de uma faixa de valores considerados possíveis de acontecerem na realidade local.

Tabela 14. Vazões de defluência das UHEs de estudo.

Usina hidrelétrica	Vazão máxima de projeto (m ³ /s)	Vazão de defluência (m ³ /s)				
		Vazão de ruptura (1º dia)	Cascata do rio Uruguai (cenário 2)	Cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó (cenário 3)	UHE Barra Grande (cenário 4)	UHE Foz do Chapecó (cenário 5)
UHE Barra Grande	19200	36111	36111	-	36111	-
UHE Machadinho	35703	23188	59299	-	-	-
UHE Itá	49940	35415	94714	-	-	-
UHE Passo Fundo	2250	11038	-	11038	-	-
UHE Monjolinho	6755	1045	-	12083	-	-
UHE Foz do Chapecó	62190	10430	105144	22513	-	10430

5.2. HIDROGRAMAS SIMULADOS

Como descrito no item 4.2.1, os hidrogramas de ruptura dos barramentos foram somados às séries de vazões em períodos de cheias para os casos de rompimento de barragens individuais, e nos casos de rompimento em cascata foram somados aos hidrogramas defluentes das barragens a montante, priorizando a sobreposição dos picos. Os hidrogramas simulados para o caso de rompimento da cascata do rio Uruguai (cenário 2), nas usinas hidrelétricas mais a montante e a jusante (UHE Barra Grande e Foz do Chapecó) e nos municípios de interesse são apresentados na Figura 28 até a Figura 32, onde o rompimento hipotético foi inserido em 5 de novembro de 2000.

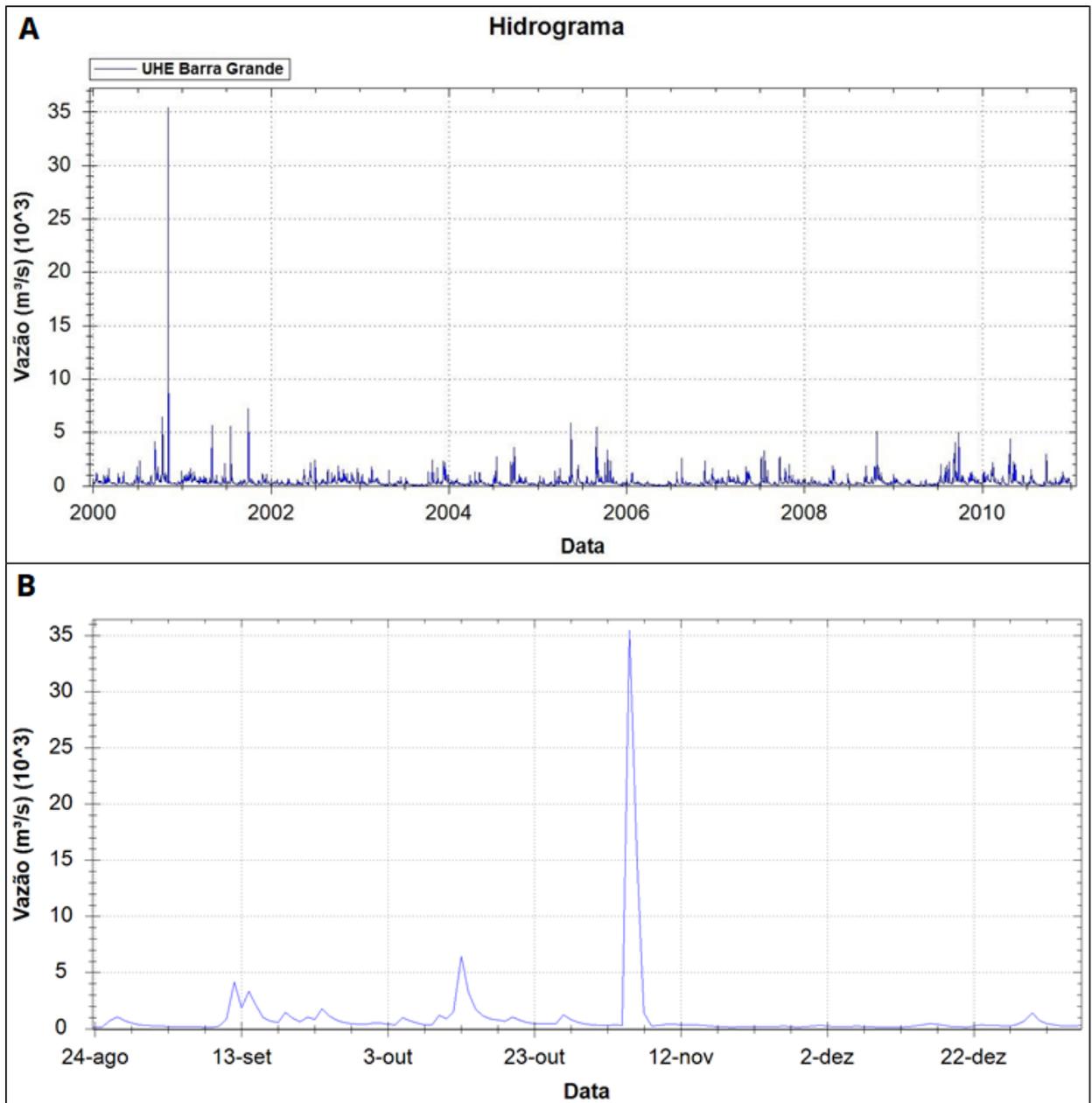


Figura 28. Hidrograma na UHE Barra Grande no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.

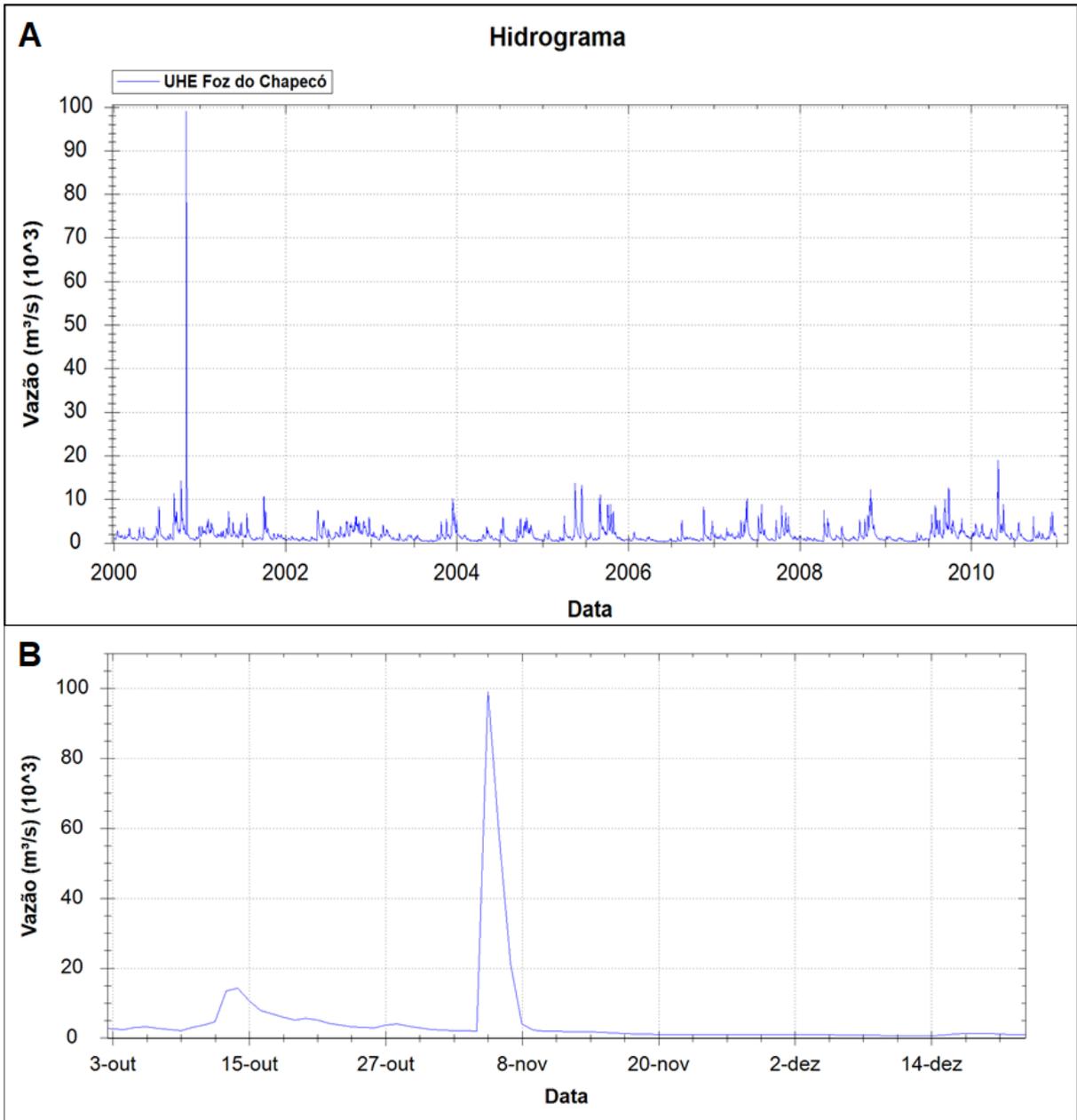


Figura 29. Hidrograma na UHE Foz do Chapecó no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.

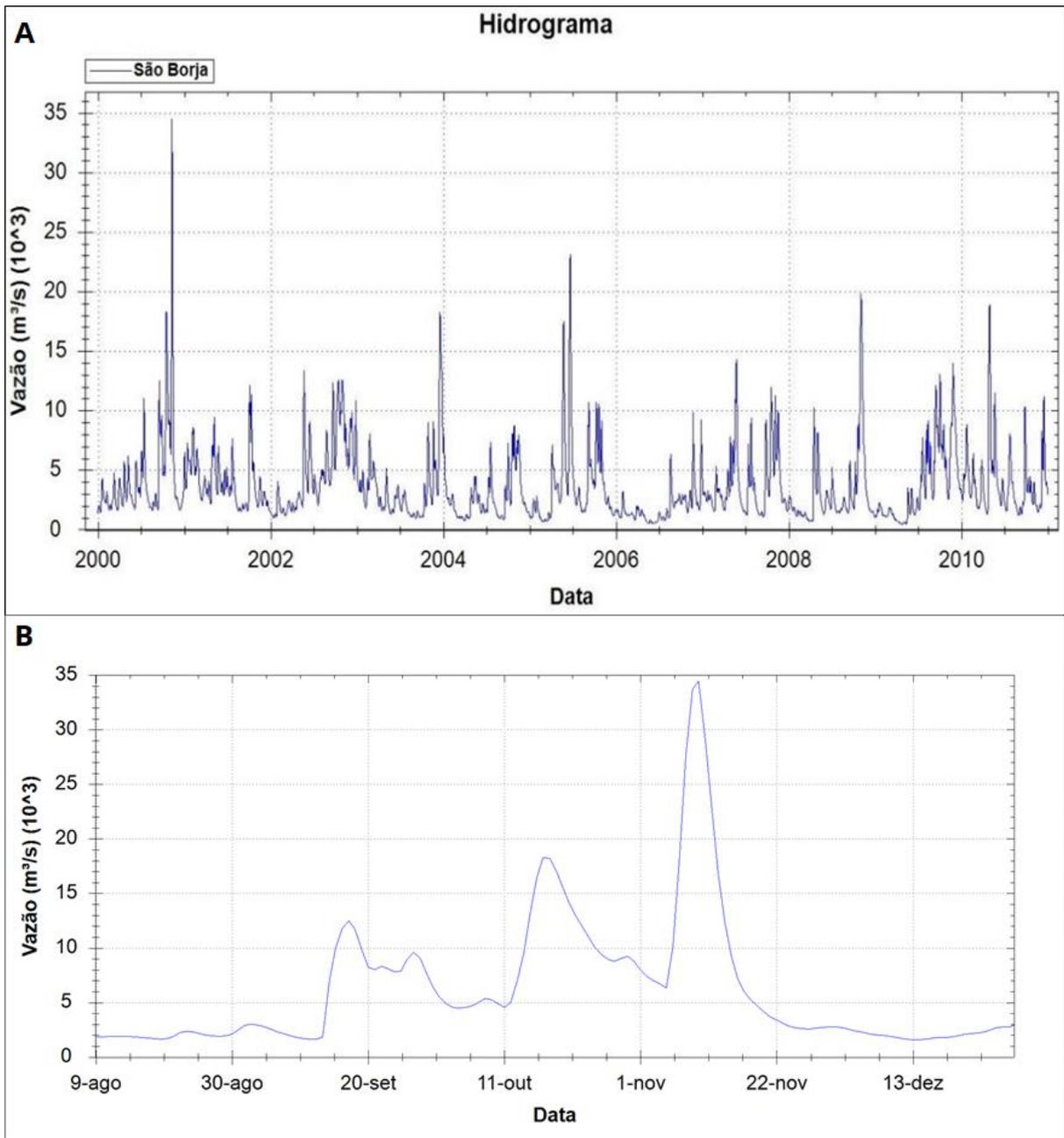


Figura 30. Hidrograma em São Borja no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.

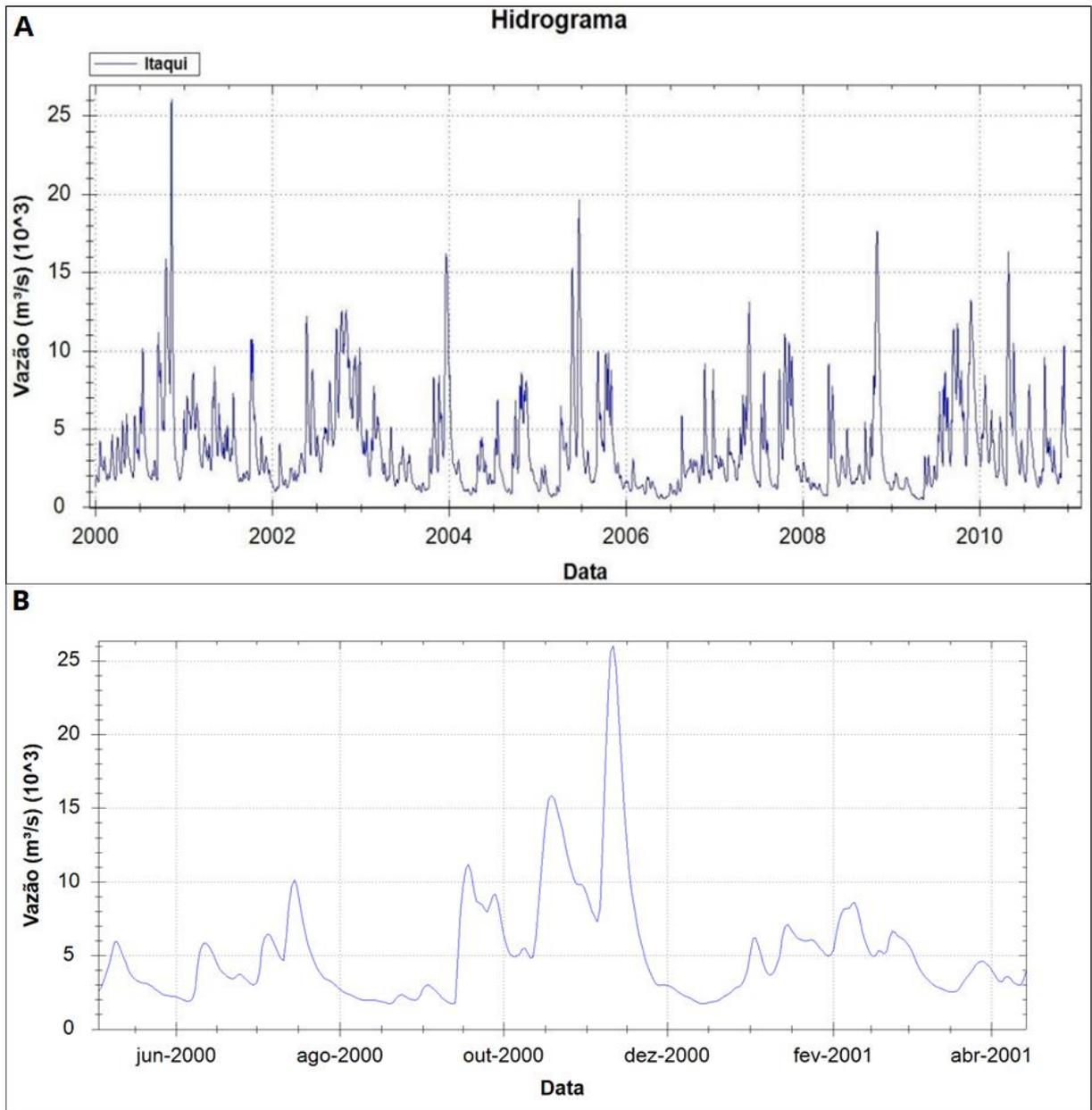


Figura 31. Hidrograma em Itaqui no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.

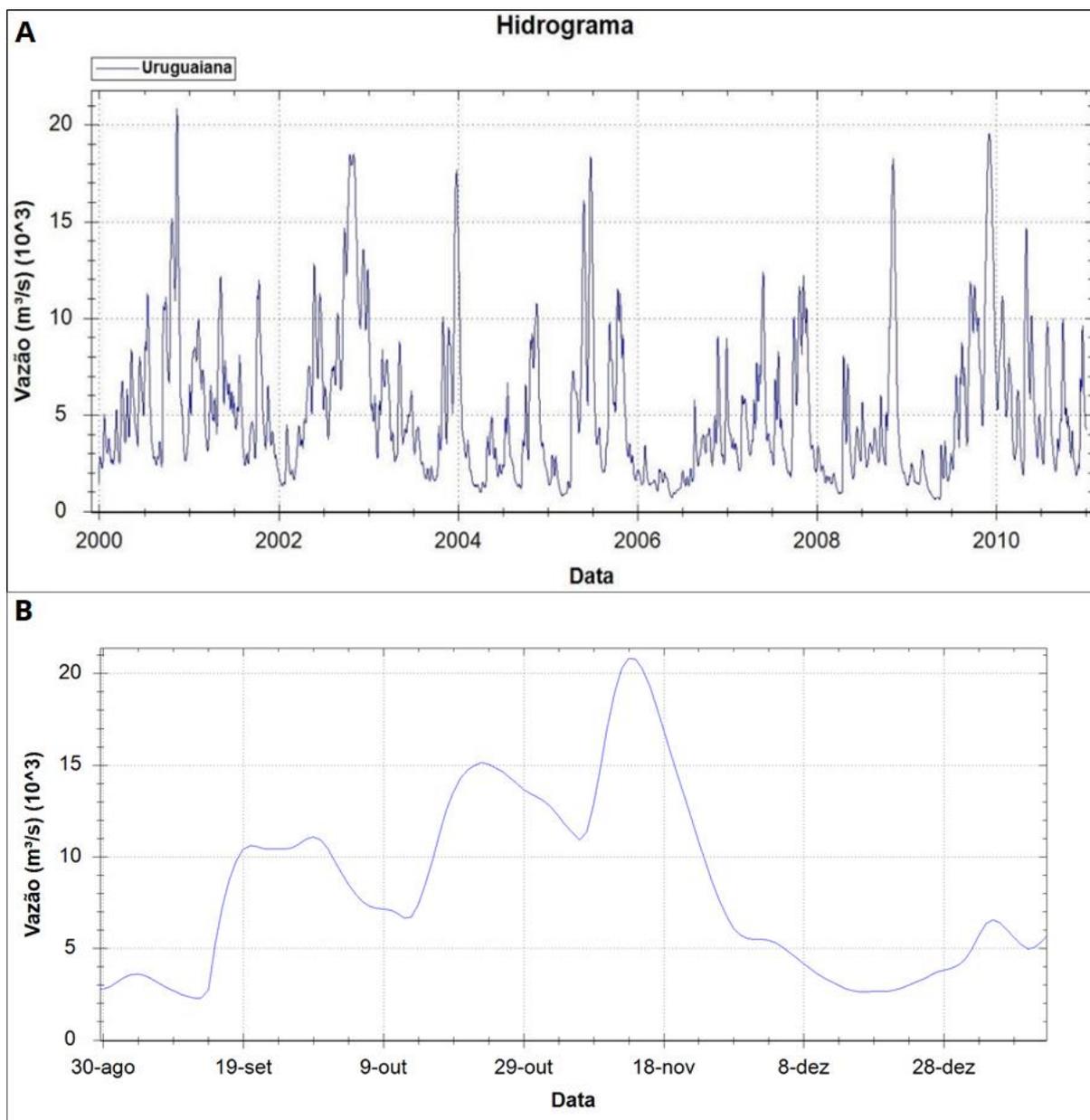


Figura 32. Hidrograma em Uruguiana no cenário 2 – (A) período simulado, (B) zoom no pico de rompimento.

Nas figuras é possível observar o aumento da vazão no fim do ano 2000, representando o hidrograma decorrente da ruptura dos barramentos nas usinas hidrelétricas. Na UHE Barra Grande o pico do rompimento é de 35431 m³/s e 391 km a jusante, em Foz do Chapecó, já contabilizando o rompimento das outras barragens no caminho, o pico de vazão é de 97419 m³/s.

Após a UHE Foz do Chapecó, que é a última da cascata, nota-se que esse pico de vazão é atenuado ao longo do rio Uruguai, apresentando ainda efeitos na série de

vazão de São Borja (34439 m³/s) e Itaqui (26001 m³/s). Em Uruguaiana, entretanto, os valores são da mesma magnitude das vazões atingidas nos outros anos, com um valor de aproximadamente 20806 m³/s.

5.3. MANCHAS DE INUNDAÇÃO MÁXIMA

Foram obtidas as manchas máximas de inundação para os cinco cenários simulados. No cenário sem rompimento a mancha obtida é resultante da máxima inundação ocorrida em cada minibacia, em todo o período simulado (01 de janeiro de 2000 até 31 de dezembro de 2010). Assim, a cheia representada pela mancha de inundação em cada minibacia pode ser representante de eventos ocorridos em datas diferentes. Por exemplo, no município de Uruguaiana a mancha de inundação é resultante do evento ocorrido em dezembro de 2009 e em São Borja e Itaqui referente à cheia de junho de 2005, e assim para cada minibacia. Entretanto, nos cenários de rompimento, as manchas de inundação máxima correspondem às cheias resultantes da ruptura dos barramentos (defluência dos reservatórios das usinas hidrelétricas) quando essas são superiores as cheias naturais ocorridas no período de simulação, em cada minibacia.

A Figura 33 mostra que na região analisada existem muitas áreas que são naturalmente inundadas em função das cheias naturais que acontecem na bacia hidrográfica. Já a Figura 34 apresenta, a mancha de inundação do cenário de rompimento da cascata do rio Uruguai, o qual se apresentou como mais impactante, produzindo uma maior inundação no vale a jusante dos barramentos.

As manchas resultantes dos cenários 3, 4 e 5, referentes ao rompimento da cascata do rio Passo Fundo e da UHE Foz do Chapecó, rompimento da UHE Barra Grande e rompimento da UHE Foz do Chapecó, respectivamente, são apresentadas no ANEXO B. Para cada cenário, também são apresentadas as manchas com detalhes no município de Uruguaiana e em Itaqui e São Borja (ANEXO B).

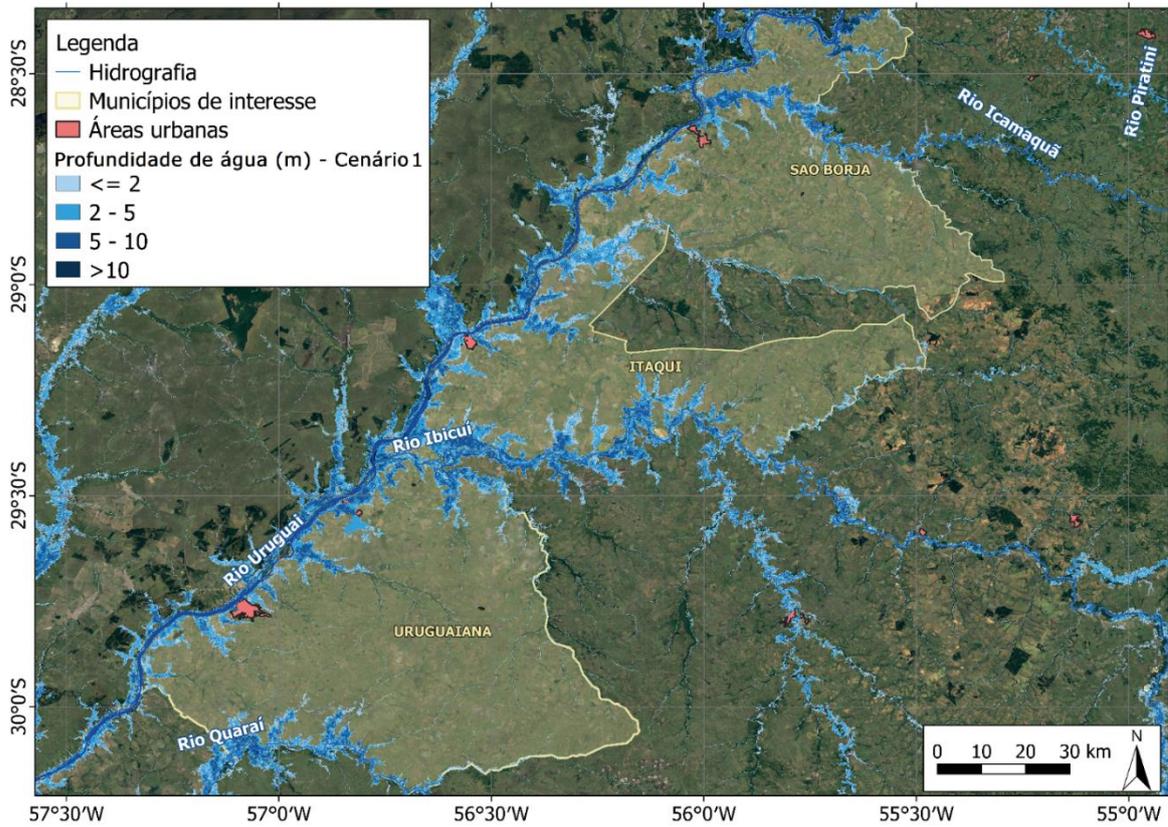


Figura 33. Mancha de inundação máxima do cenário sem rompimento (Cenário 1).

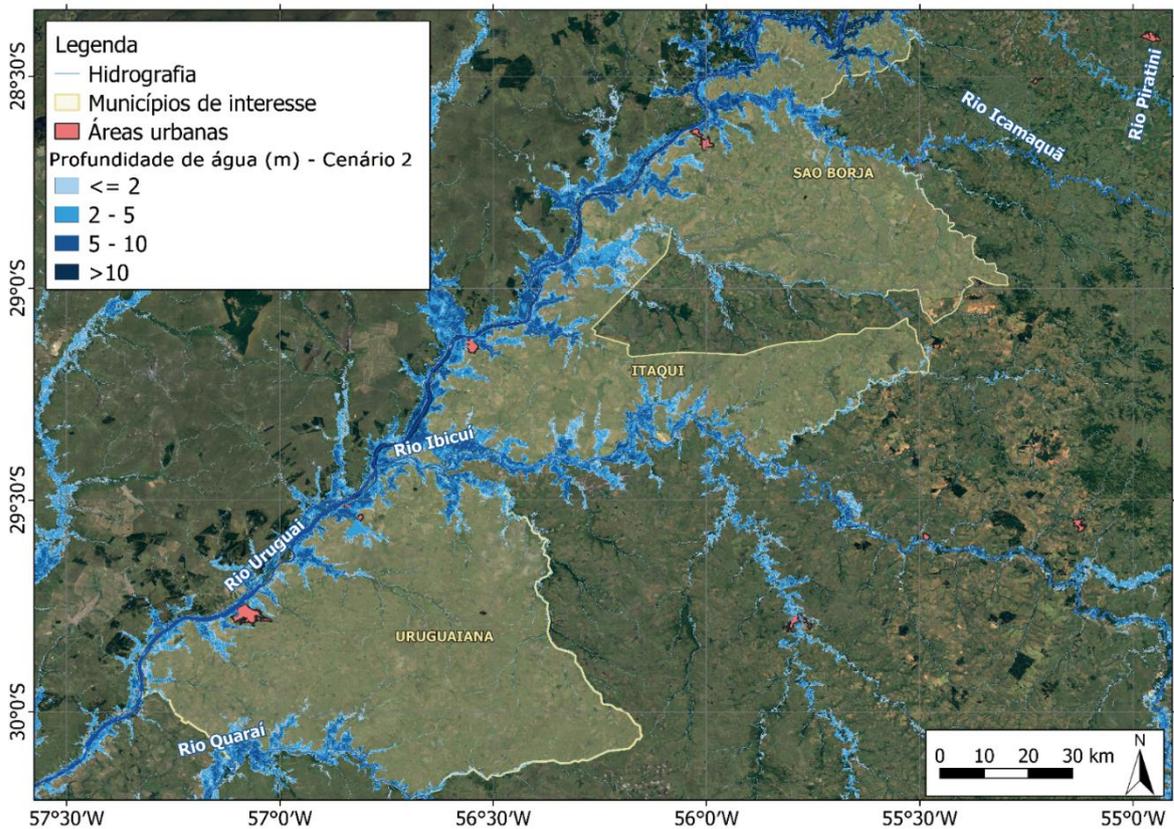


Figura 34. Mancha de inundação máxima do cenário de rompimento da cascata do rio Uruguai (Cenário 2).

Além das manchas de inundação para cada cenário, foram comparadas as manchas resultantes da simulação sem rompimento (cenário 1) com as da situação de rompimento da cascata do rio Uruguai (cenário 2) e da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó (cenário 3). A Figura 35 apresenta as manchas resultantes dos cenários 1 e 2, logo após a usina hidrelétrica de jusante (UHE Foz do Chapecó), a qual rompe devido a ruptura de barragens a montante. A Figura 36 e Figura 37 apresentam as manchas em Itaqui e São Borja, e em Uruguaiiana, respectivamente.

No ANEXO C, a Figura 72, Figura 73 e Figura 74 apresentam as manchas resultantes do cenário 1 (sem rompimento) e 3 (rompimento da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó), nos mesmos locais de interesse.

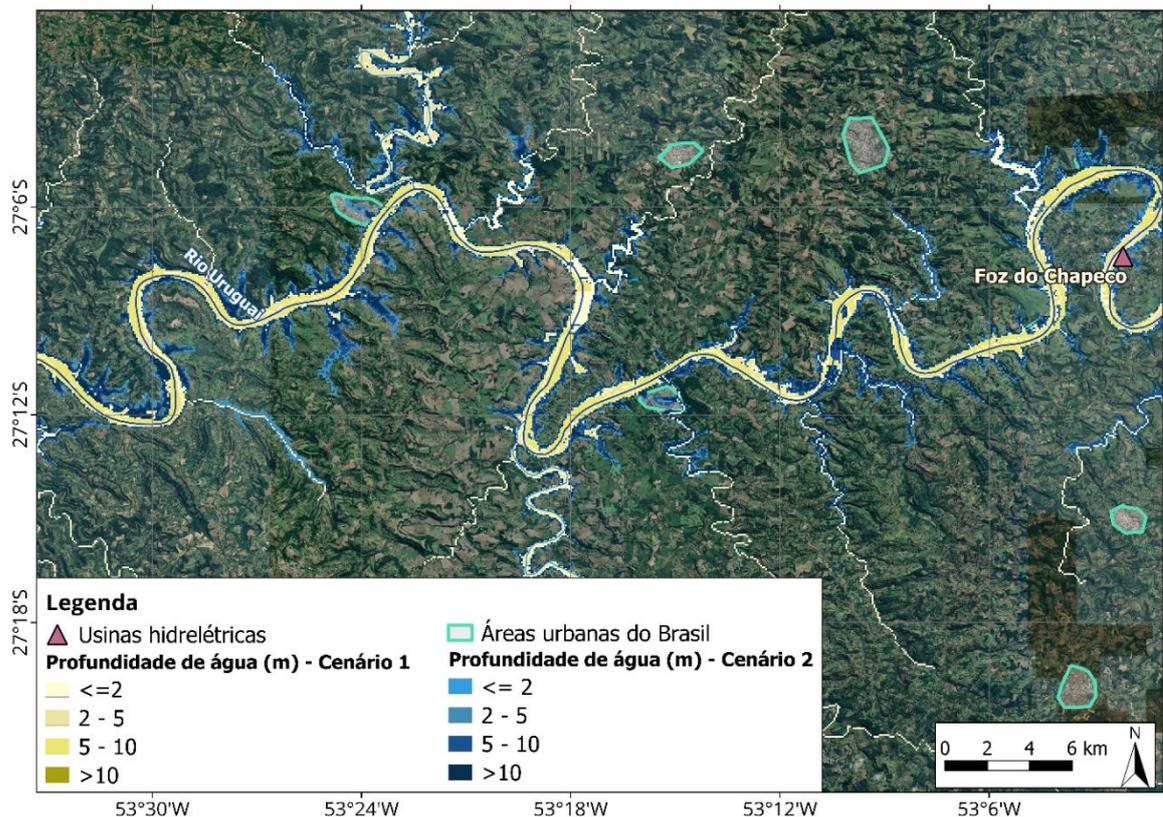


Figura 35. Comparação entre os cenários sem rompimento (1) e da cascata do rio Uruguai (2) no trecho a jusante da UHE Foz do Chapecó.

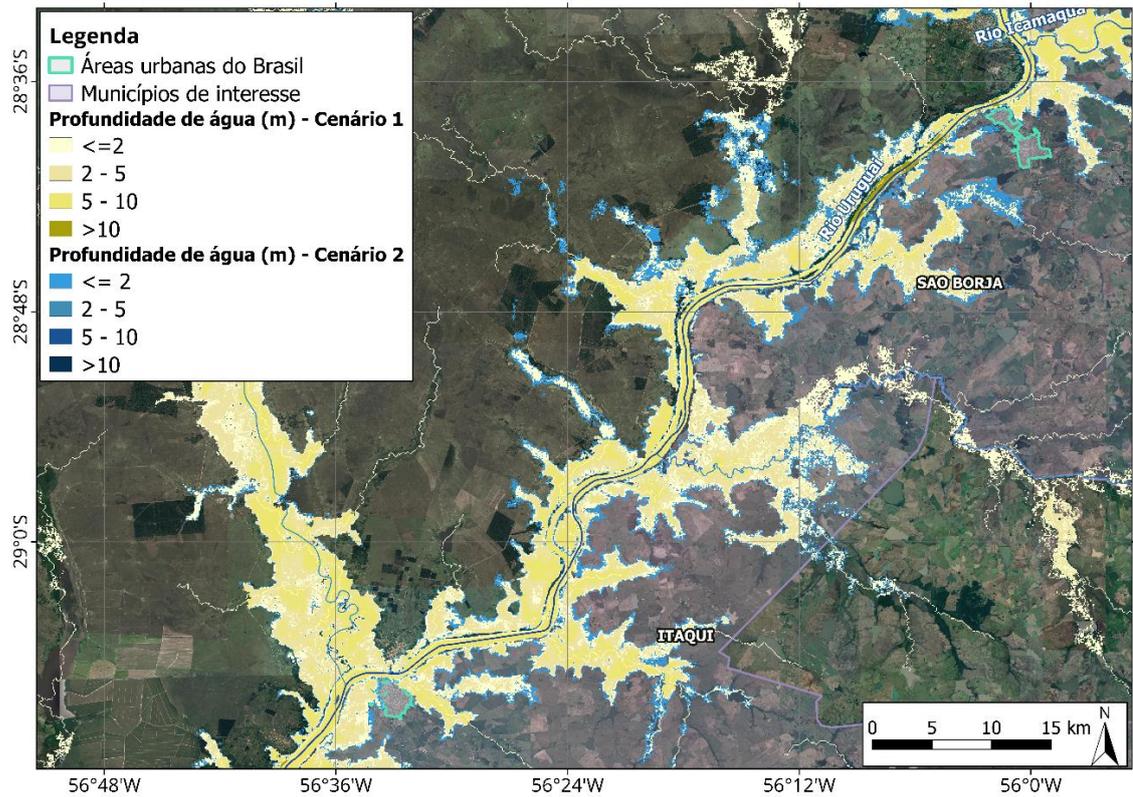


Figura 36. Comparação entre os cenários sem rompimento (1) e da cascata do rio Uruguai (2), em Itaqui e São Borja.

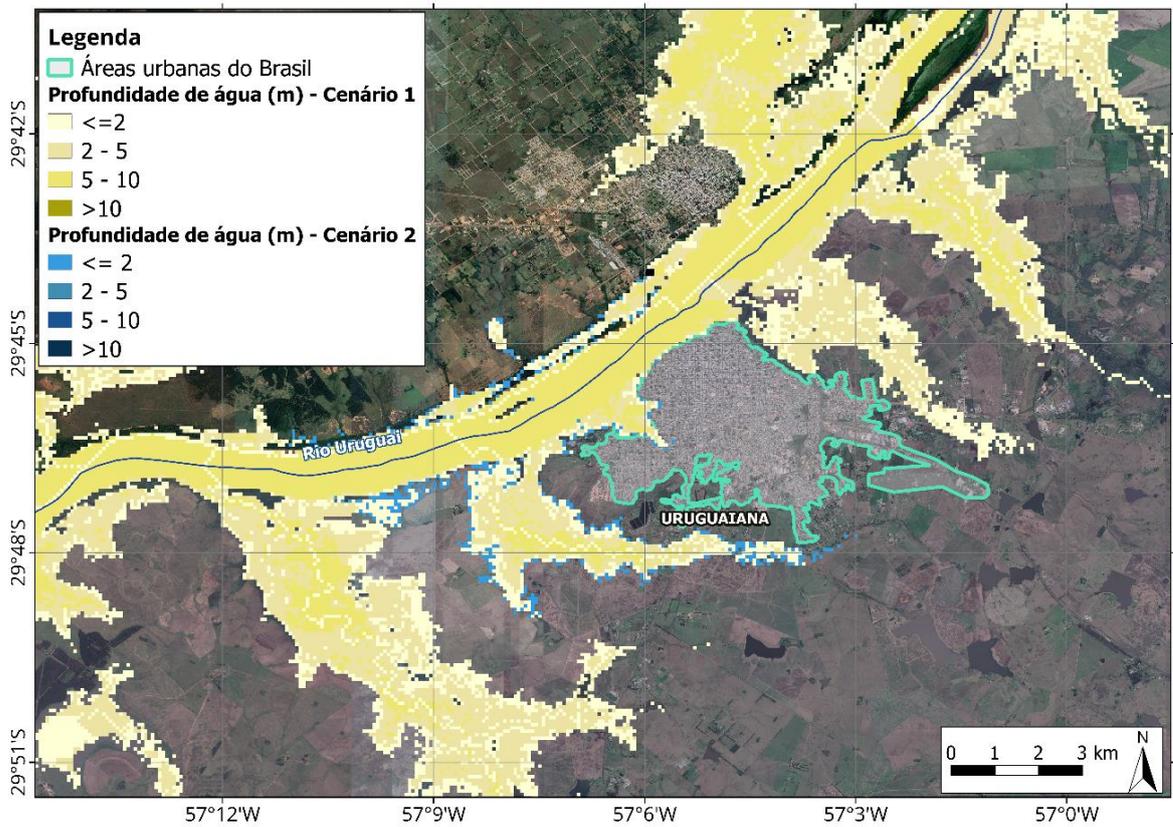


Figura 37. Comparação entre os cenários sem rompimento (1) e da cascata do rio Uruguai (2), em Uruguaiana.

Observa-se que devido ao rompimento em cascata das quatro hidrelétricas, localizadas no médio Uruguai, resultando em uma cheia de aproximadamente 16880 hm³, a mancha de inundação máxima da situação de rompimento do cenário 2 (rompimento da cascata do rio Uruguai) apresenta uma maior extensão de áreas inundadas. Assim, atinge uma parcela de áreas urbanas que não foram atingidas pelo cenário sem rompimento, principalmente próximo às usinas hidrelétricas. As áreas urbanas inundadas pela onda de cheia nas proximidades das usinas seriam: São Carlos, Águas de Chapecó, Iraí, Mondaí e Itapiranga.

Já na comparação entre os cenários 1 (sem rompimento) e 3 (cascata Rio Passo Fundo com UHE Foz do Chapecó), com a exceção da inundação da cidade São Carlos, a extensão das manchas de inundação resultantes não diferem. Isso mostra que o rompimento da cascata do rio Passo Fundo com a UHE Foz do Chapecó, responsável por um volume de água de aproximadamente 3243 hm³, causaria danos semelhantes aos das cheias simuladas no período entre 2000 e 2010.

5.4. PROFUNDIDADE MÁXIMA

Além das manchas de inundação, foram analisadas as profundidades de água atingidas pela onda de cheia nos municípios de interesse e na região próxima as usinas hidrelétricas. Para isso foram quantificados os percentuais em que as profundidades ultrapassaram a calha cheia do rio adotada nas simulações, para todos os cenários, através da equação (8).

$$P\% = \frac{(maxH - Prof)}{Prof} \quad (8)$$

Onde $P\%$ é a profundidade que ultrapassa a calha do rio (%); $maxH$ é a máxima profundidade atingida no trecho de drenagem da minibacia; $Prof$ é a profundidade da calha do rio adotada na simulação (equação (4)).

A partir da Figura 38 até a Figura 41 apresenta-se o percentual em que a profundidade atingida ultrapassa a calha cheia do rio, para os cenários 1 (sem rompimento) e 2 (rompimento da cascata do rio Uruguai). Para cada cenário são apresentados os resultados nas usinas e nos municípios de interesse, respectivamente. No ANEXO D são apresentados o percentual das profundidades atingidas para os demais cenários.

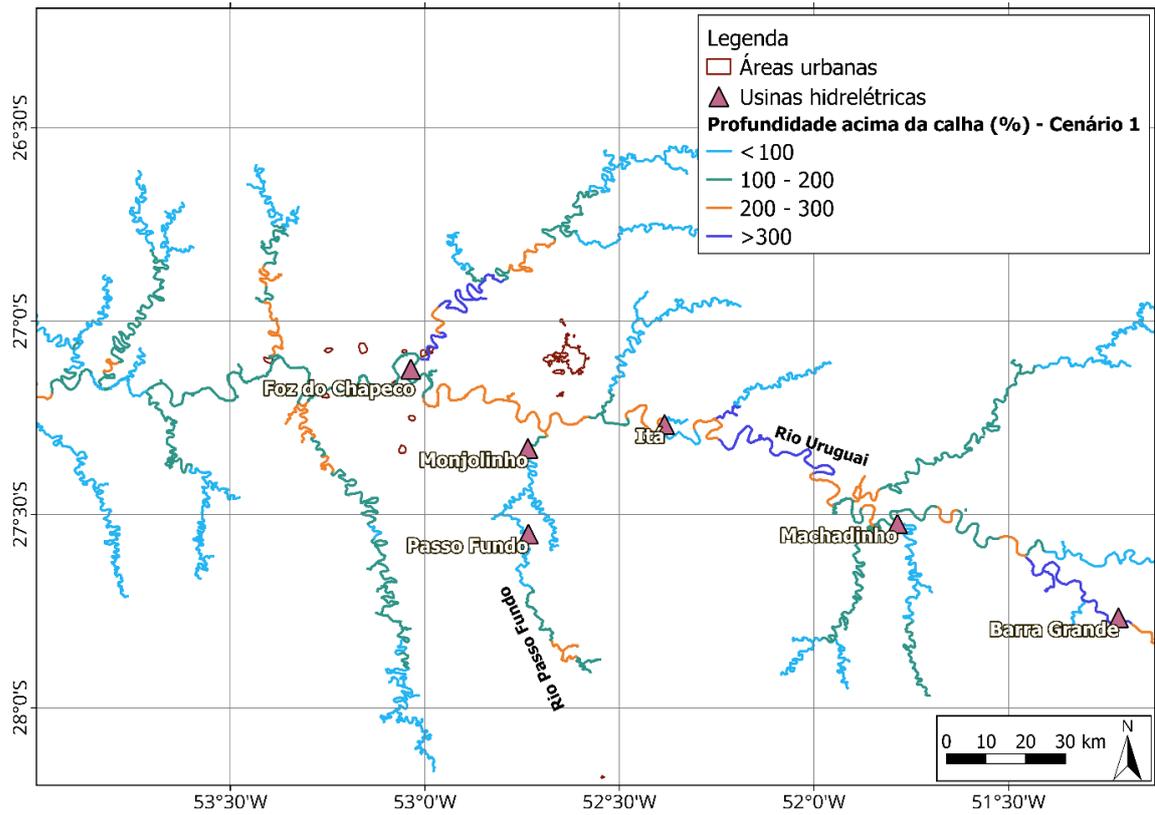


Figura 38. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 1, nos trechos próximos às UHEs.

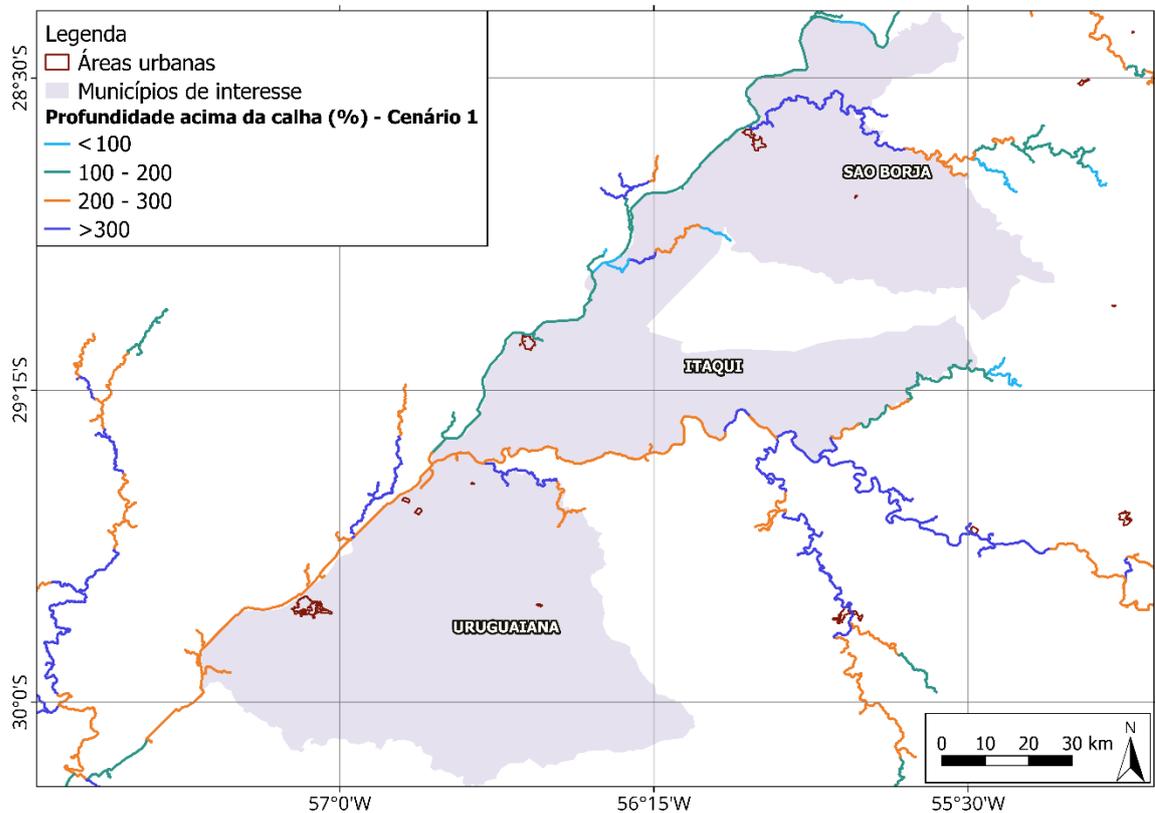


Figura 39. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 1, nos trechos próximos aos municípios de interesse.

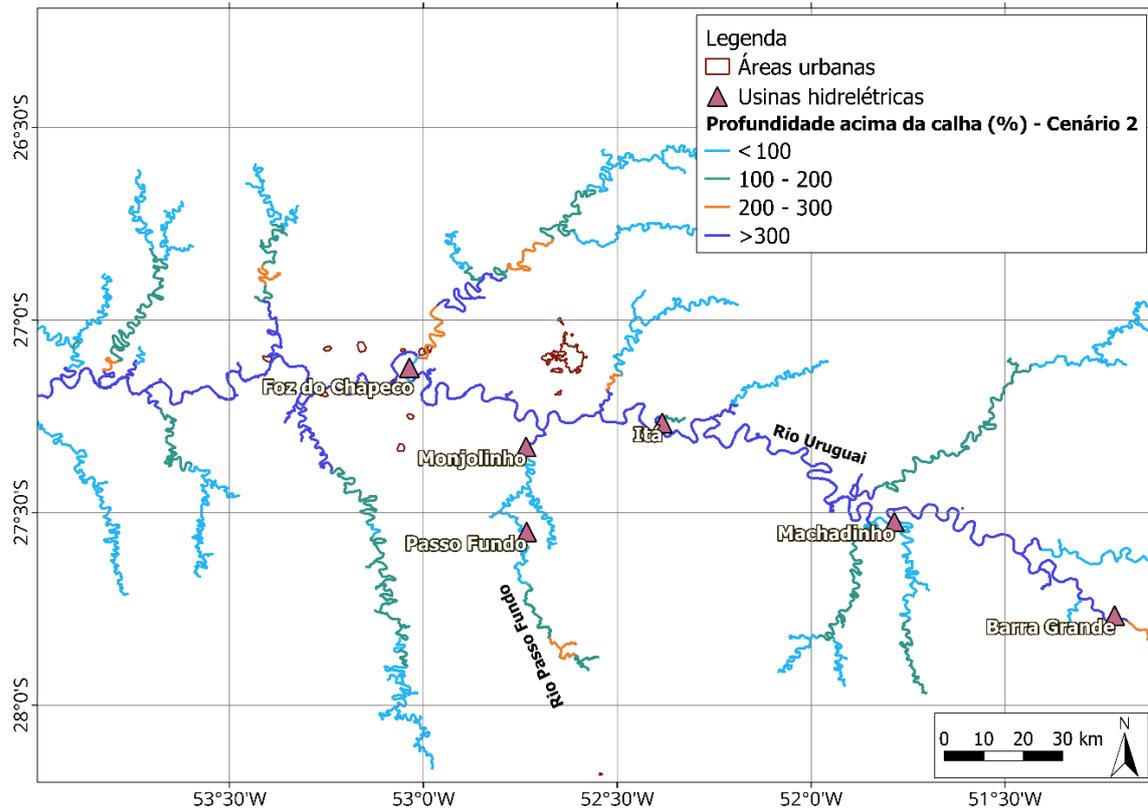


Figura 40. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 2, nos trechos próximos às UHEs.

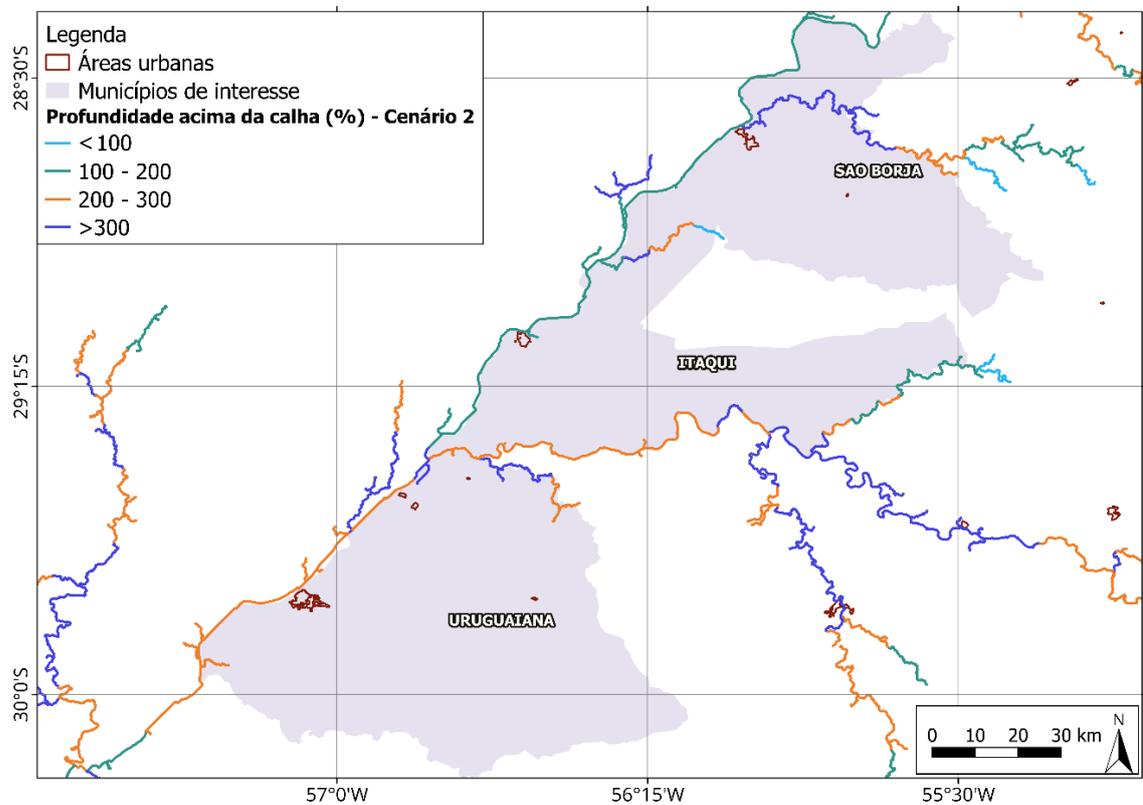


Figura 41. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 2, nos trechos próximos aos municípios de interesse.

É possível observar que no rio Uruguai, na região próxima às usinas hidrelétricas, as profundidades atingidas nos cenários de rompimento são maiores que as profundidades do cenário sem rompimento. Entre os cenários 1 (sem rompimento) e 2 (rompimento da cascata do rio Uruguai), as profundidades atingidas variam, aproximadamente, de 370% sem rompimento para 1000% a jusante da UHE Barra Grande com o rompimento da cascata; 200% sem rompimento para 800% após o rompimento da UHE Machadinho; na UHE Itá de 246% para 980% após o rompimento da cascata; e de 165% para 670% na UHE Foz do Chapecó.

Na região dos municípios de interesse essa diferença entre os cenários com e sem rompimento não é tão representativa quanto nas usinas hidrelétricas. A Tabela 15 apresenta os valores percentuais de profundidade acima da calha cheia do rio e a Tabela 16 apresenta os valores de profundidade máxima atingidos nos cenários.

Tabela 15. Profundidade acima da calha do rio (%) nos pontos de interesse.

Pontos de interesse	Percentual de profundidade acima da calha cheia do rio (%)				
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5
	Sem rompimento	Cascata do rio Uruguai	Cascata do rio Passo Fundo e Foz do Chapecó	UHE Barra Grande	UHE Foz do Chapecó
UHE Barra Grande	335	1046	335	1046	335
UHE Machadinho	205	829	205	586	205
UHE Itá	246	1018	246	484	246
UHE Foz do Chapecó	168	696	260	277	168
UHE Passo Fundo	-41	-41	377	-41	-41
UHE Monjolinho	111	1228	658	111	111
São Borja	131	175	132	131	131
Itaqui	125	145	125	125	125
Uruguiana	265	271	265	265	265

Tabela 16. Máxima profundidade atingida (m) no rio Uruguai nos pontos de interesse.

Pontos de interesse	Máxima profundidade (m)				
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5
	Sem rompimento	Cascata do rio Uruguai	Cascata do rio Passo Fundo e Foz do Chapecó	UHE Barra Grande	UHE Foz do Chapecó
UHE Barra Grande	10,7	28,1	10,7	28,1	10,7
UHE Machadinho	10,9	33,2	10,9	24,5	10,9
UHE Itá	14,0	45,2	14,0	23,7	14,0
UHE Foz do Chapecó	13,0	38,8	17,5	18,4	13,0
UHE Passo Fundo	1,1	1,1	9,0	1,1	1,1
UHE Monjolinho	4,2	26,4	15,1	4,2	4,2
São Borja	18,6	22,2	18,7	18,6	18,6
Itaqui	18,8	20,5	18,8	18,8	18,8
Uruguiana	13,8	14,0	13,8	13,8	13,8

Através destes valores, observa-se na região das usinas um aumento nas profundidades do rio Uruguai nos trechos a jusante das barragens nos casos de rompimento. Quando as barragens não são localizadas próximas aos locais de ruptura ou nos mesmos rios, as profundidades atingidas correspondem às resultantes do cenário sem rompimento, ou seja, às cheias naturais. Uma exceção desta observação é a UHE Monjolinho, a qual apresenta altas profundidades no cenário de rompimento da cascata do rio Uruguai (cenário 2), sugerindo um efeito de remanso no rio Passo Fundo. Verifica-se também que o cenário do rompimento da cascata do rio Uruguai, que representa a vazão resultante da defluência de quatro reservatórios (aproximadamente 16880 hm³), apresenta as maiores profundidades atingidas.

O rompimento da UHE Barra Grande provoca maiores profundidades nas usinas do rio Uruguai, localizadas a jusante, quando comparadas aos cenários 1, 3 e 5. É importante observar que o rompimento da UHE Barra Grande provoca uma maior cheia na UHE Foz do Chapecó quando comparada ao rompimento da cascata do rio Passo Fundo (cenário 3) e que a ruptura do próprio barramento (cenário 5). O mesmo acontece na UHE Monjolinho, onde o rompimento da cascata do rio Uruguai (cenário 2) provoca maiores profundidades na usina do que o seu próprio rompimento no cenário 3.

As profundidades atingidas na UHE Passo Fundo se elevam no cenário de seu rompimento (cenário 3) e se igualam às cheias naturais nos outros cenários. Observa-se que o efeito de remanso causado no rio Passo Fundo, na UHE Monjolinho no cenário 2, não provoca alterações na profundidade da UHE Passo Fundo.

Já nos municípios de interesse, os quais estão localizados 650 km a jusante das usinas, no caso de rompimento da cascata do rio Uruguai a profundidade atingida é maior do que no caso sem rompimento, aumentando de, aproximadamente, 18,6 para 22,2 metros em São Borja, 18,8 para 20,5 metros em Itaqui e de 13,8 para 14,0 m em Uruguaiana. No caso do rompimento da segunda cascata (UHE Passo Fundo, UHE Monjolinho e UHE Foz do Chapecó) as profundidades alteram de 18,6 para 18,7 metros em São Borja e se mantem em 18,8 metros em Itaqui e 13,8 m em Uruguaiana. Nos demais cenários simulados a profundidade atingida é a mesma e correspondente às cheias resultante de eventos hidrológicos.

5.5. VAZÕES DE PICO

Para cada minibacia também foram calculados os Tempos de Retorno atingidos pelas vazões de pico correspondentes às cheias obtidas. Para cálculo dos TRs foi utilizado o método de Gumbel, descrito no item 4.3.

É importante lembrar que os TRs para o cenário sem rompimento (cenário 1) se referem às cheias máximas naturais simuladas no local no período analisado, podendo variar o ano de ocorrência entre as minibacias. Assim, a Tabela 17 apresenta o período de ocorrência das cheias máximas representadas no cenário sem rompimento nos pontos de interesse.

Tabela 17. Período de ocorrência da cheia máxima – Cenário sem rompimento.

Local	Data de ocorrência da maior cheia	Vazão máxima (m ³ /s)	TR (anos)
UHE Barra Grande	01/10/2001	7168	14
UHE Machadinho	19/05/2005	9375	11
UHE Itá	27/04/2010	11184	10
UHE Foz do Chapecó	27/04/2010	15388	13
UHE Passo Fundo	21/06/2005	335	23
UHE Monjolinho	17/06/2005	941	20
São Borja	21/06/2005	22415	16
Itaqui	23/06/2005	19157	15
Uruguiana	03/12/2009	19580	9

As cheias representadas nas usinas de Itá e Foz do Chapecó correspondem ao mesmo evento hidrológico. Nas UHEs Passo Fundo, Monjolinho e nos municípios de São Borja e Itaqui as cheias correspondem a um período próximo, podendo ser resultantes do mesmo evento de chuva. Os demais pontos de interesse apresentam datas de ocorrência de cheia diversas, representando que outros eventos resultaram em máximas vazões nas regiões.

Os TRs para as vazões de pico dos cenários 1 e 2, nos municípios de interesse e nas usinas hidrelétricas, são representados na Figura 42 até a Figura 45. Para os demais cenários são apresentados no ANEXO E. Na Tabela 18, são apresentados os valores dos TRs calculados para as vazões máximas e na Tabela 19 são apresentados os valores absolutos das vazões de pico atingidas, referentes aos TR calculados.

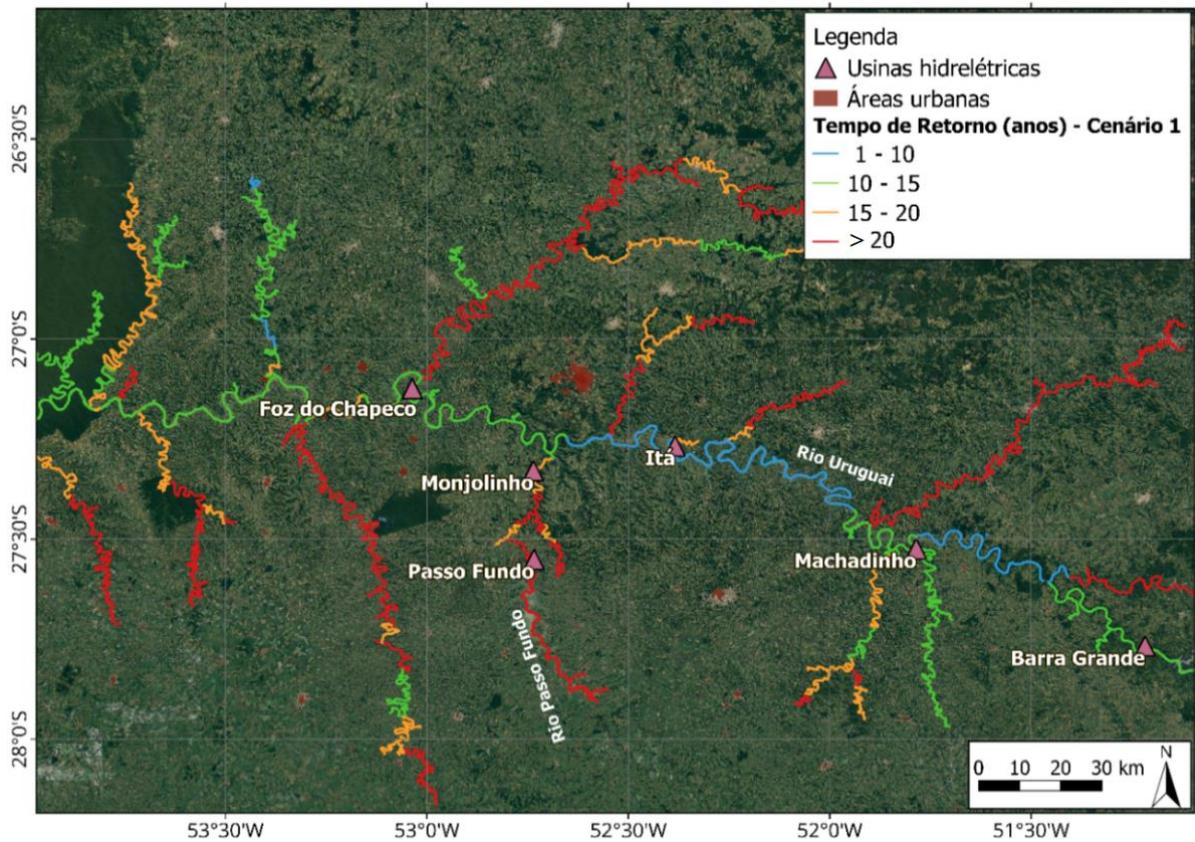


Figura 42. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 1, nas UHEs.

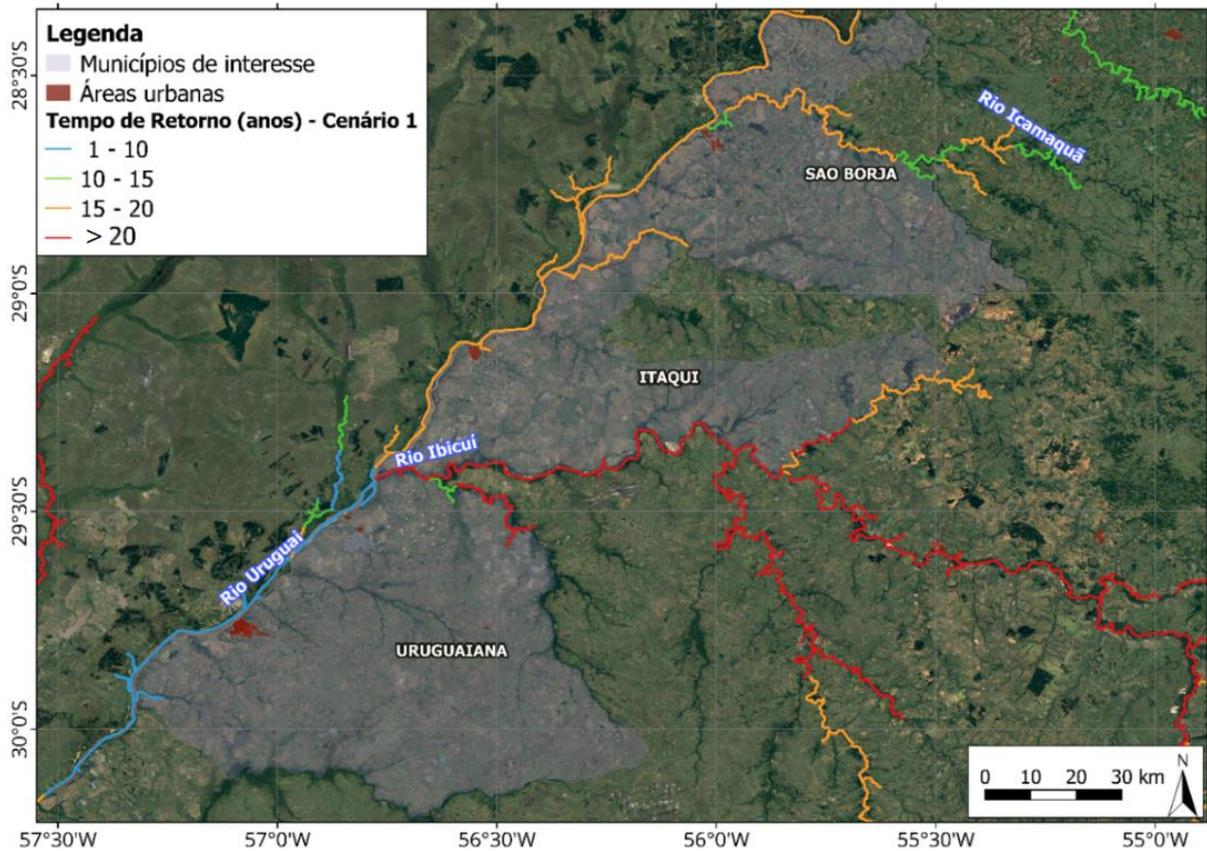


Figura 43. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 1, nos municípios de interesse.

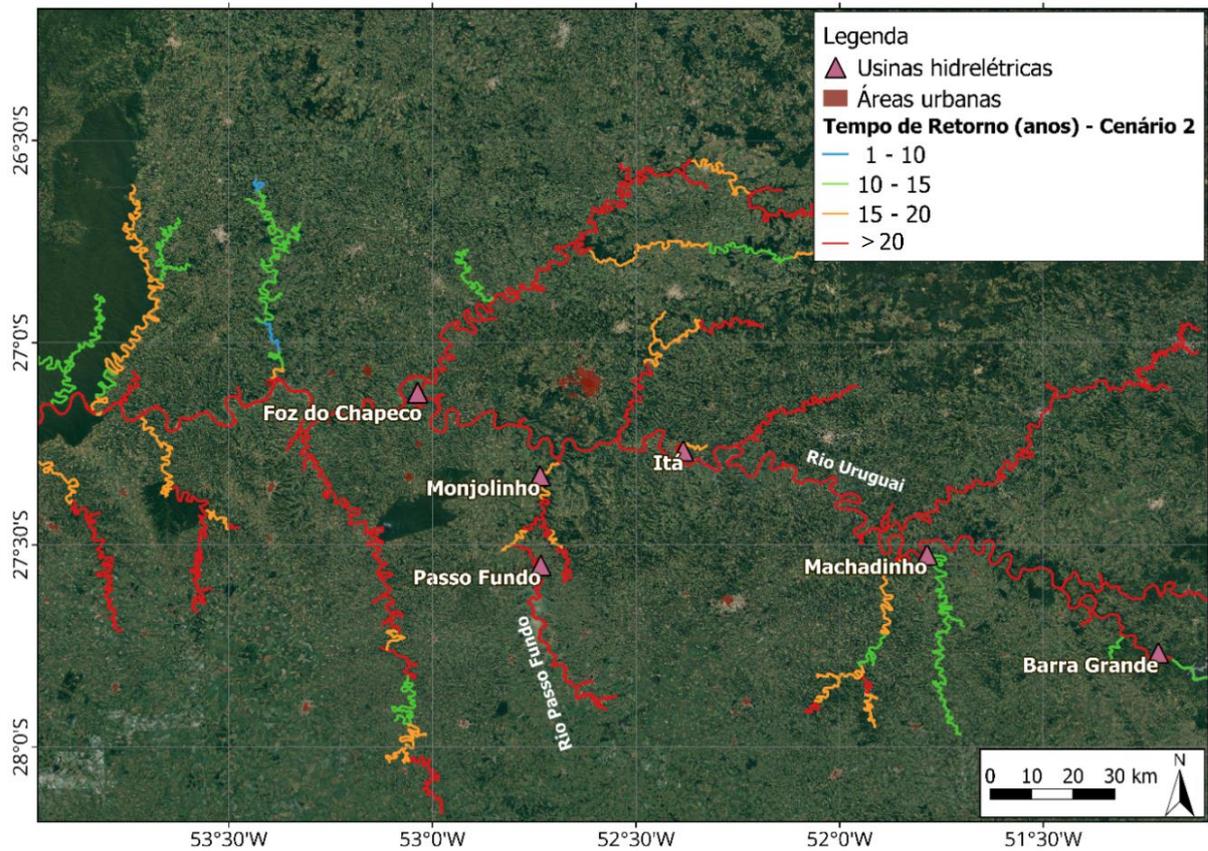


Figura 44. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 2, nas UHs.

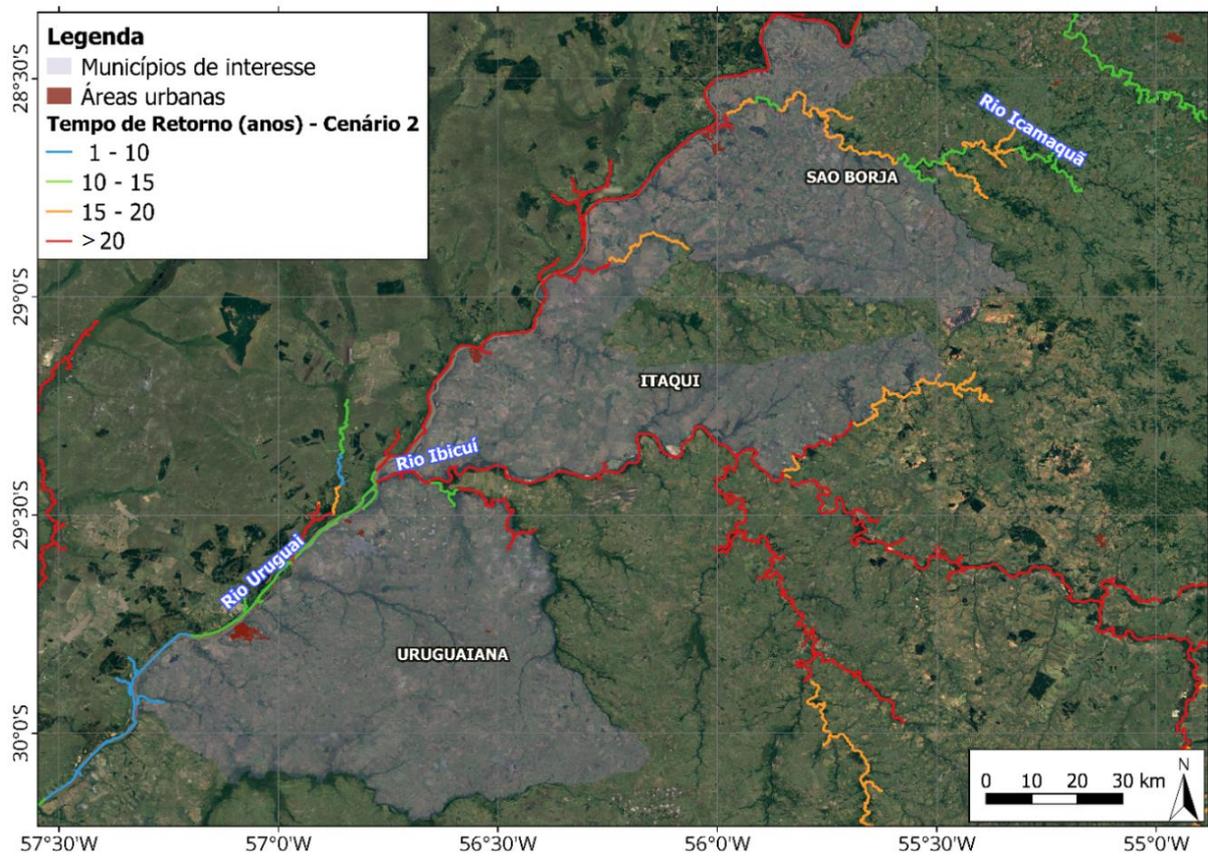


Figura 45. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 2, nos municípios de interesse.

Tabela 18. Tempos de Retorno (anos) para os cenários simulados.

Local	Tempo de Retorno (anos)				
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5
UHE Barra Grande	14	81	14	81	14
UHE Machadinho	11	86	11	79	11
UHE Itá	10	85	10	69	10
UHE Foz do Chapecó	13	81	37	50	13
UHE Passo Fundo	23	23	86	23	23
UHE Monjolinho	20	20	85	20	20
São Borja	16	44	17	16	16
Itaqui	15	36	16	15	15
Uruguiana	9	10	9	9	9

Tabela 19. Vazões de pico (m³/s) atingidas no rio Uruguai.

Local	Vazões máximas atingidas (m³/s)				
	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5
UHE Barra Grande	7168	35431	7168	35431	7168
UHE Machadinho	9375	54937	9375	36760	9375
UHE Itá	11184	92330	11184	30882	11184
UHE Foz do Chapecó	15388	97419	25107	26503	15388
UHE Passo Fundo	335	335	11044	335	335
UHE Monjolinho	941	941	12201	941	941
São Borja	22415	34439	22779	22415	22415
Itaqui	19157	26001	19391	19157	19157
Uruguiana	19580	20806	19561	19580	19580

É possível observar que, de maneira geral, os rompimentos provocaram vazões com altos TR no médio Uruguai (maiores do que 50 anos, com exceção para Foz do Chapecó). Essas vazões defluentes das rupturas são amortecidas ao longo do rio, sendo, no Baixo Uruguai, equivalentes às cheias naturais resultantes de eventos hidrológicos.

Em específico, os rompimentos dos cenários 2 e 4 (rompimento da cascata do rio Uruguai e da UHE Barra Grande, respectivamente) são os responsáveis por provocar vazões com maiores Tempos de Retorno quando comparados aos outros cenários. E, assim como na análise das profundidades, nos trechos do rio Uruguai a jusante das barragens para os cenários de rompimento, os TR atingidos são maiores. Com exceção do caso de rompimento da UHE Foz do Chapecó, o qual apresenta como vazão de pico a mesma atingida no cenário sem rompimento, representando as cheias ocasionadas por eventos hidrológicos.

As maiores diferenças entre as magnitudes das vazões de pico são observadas na região das usinas hidrelétricas, sendo normalizadas próximo aos municípios de interesse. Isto ocorre em todos os cenários, exceto no cenário mais impactante da cascata do rio Uruguai (cenário 2), onde os TR atingidos nos municípios de interesse são maiores, principalmente em São Borja e Itaqui. Isso mostra que o acidente de ruptura e a defluência de uma alta vazão no médio da bacia do rio Uruguai provoca danos em regiões localizadas 600 km a jusante.

5.6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Foi realizada uma análise de sensibilidade do modelo ao parâmetro de profundidade, sendo analisado o comportamento dos hidrogramas resultantes nas minibacias e das manchas de inundação nos municípios de interesse, em quatro experimentos: (A) com profundidades utilizadas no estudo; (B) dobro das profundidades; (C) o triplo das profundidades; e, por fim, (D) um terço das profundidades utilizadas no estudo (Tabela 12).

Após a simulação do modelo hidrodinâmico para os experimentos A, B, C e D, foram analisados os comportamentos das manchas de inundação e dos hidrogramas para dois cenários de simulação: o cenário de rompimento em cascata das UHEs do rio Uruguai (cenário 2), considerado o cenário mais impactante; e o cenário sem rompimento (cenário 1), representando as maiores inundações resultantes em cada minibacia no período simulado (01 de janeiro de 2000 a 31 de dezembro de 2010).

Os hidrogramas referentes às estações fluviométricas Passo São Borja (código 75780000), Itaqui (código 75900000) e Uruguaiana (código 77150000) localizadas em São Borja, Itaqui e Uruguaiana, respectivamente, foram comparados com os hidrogramas resultantes das simulações de sensibilidade. A comparação dos hidrogramas para o cenário 2 são apresentados nas Figura 46, Figura 47 e Figura 48, com detalhe em um pico de vazão. O hidrograma completo para o cenário 2 é apresentado no ANEXO F, juntamente com os hidrogramas resultantes do cenário 1.

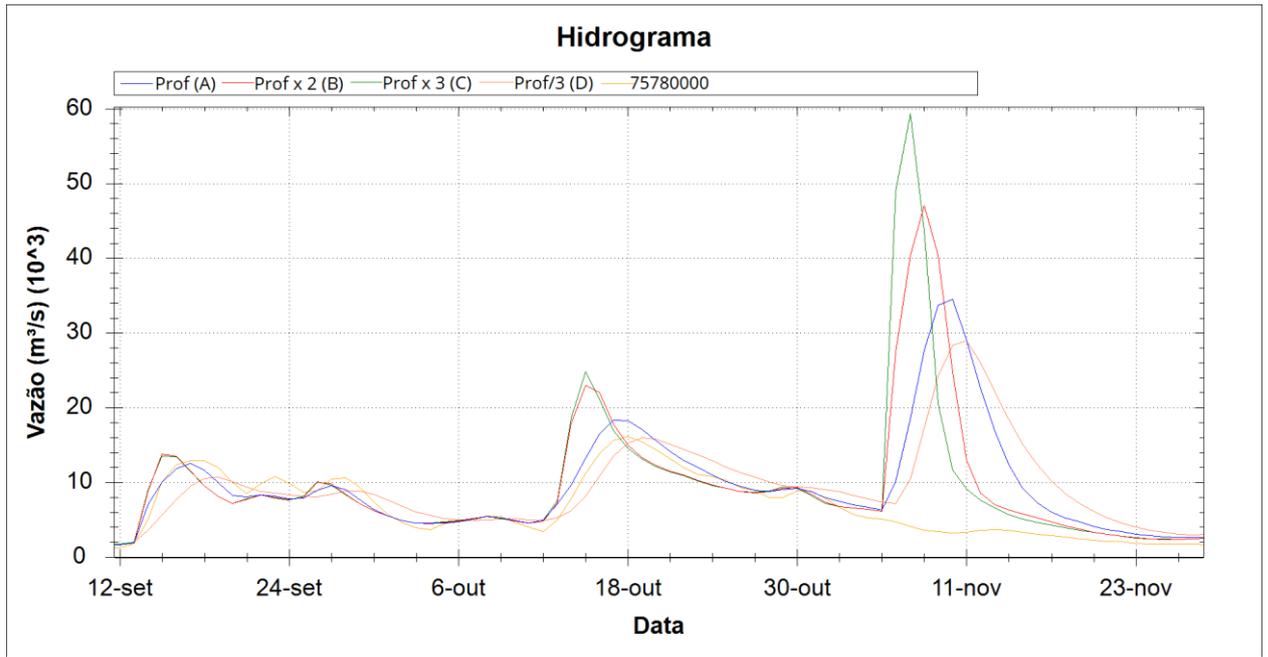


Figura 46. Hidrogramas para diferentes profundidades - Cenário 2, em São Borja.

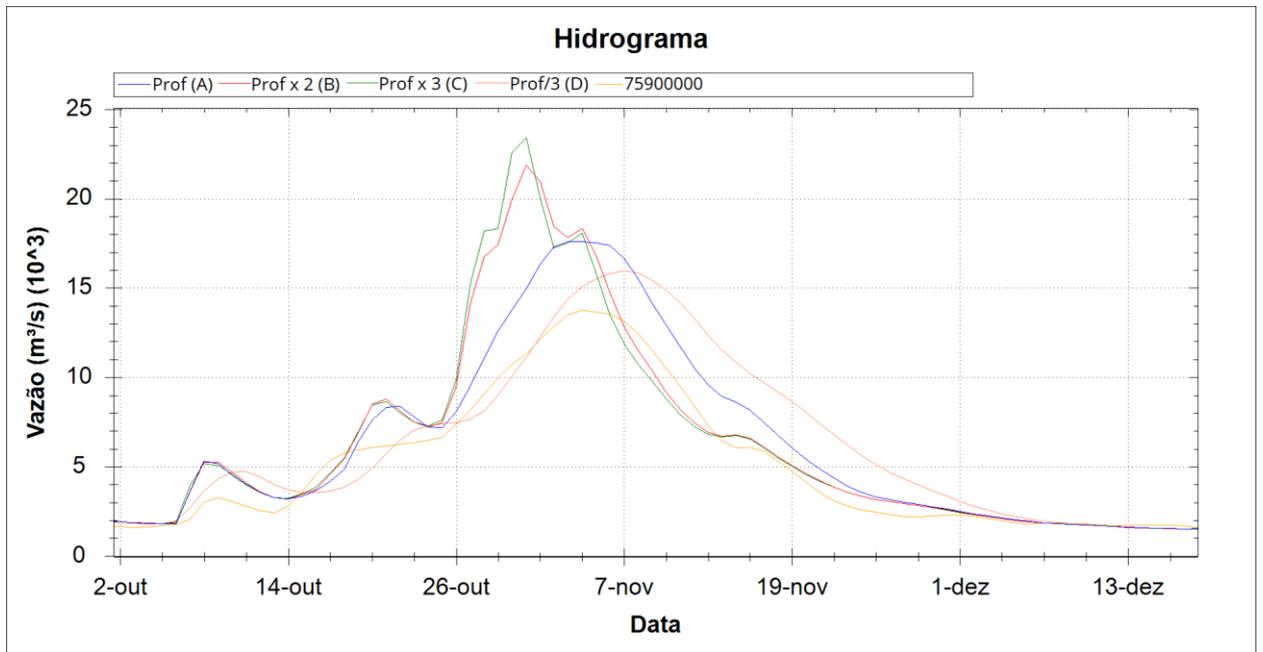


Figura 47. Hidrogramas para diferentes profundidades - Cenário 2, em Itaqui.

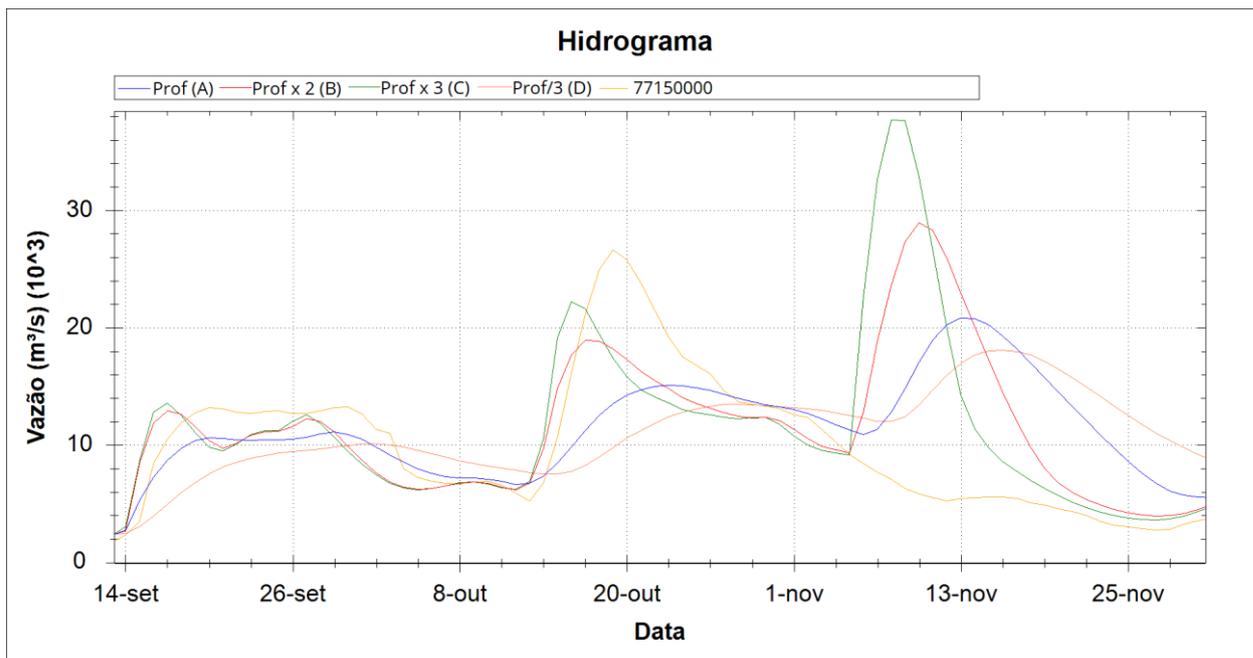


Figura 48. Hidrogramas para diferentes profundidades - Cenário 2, em Uruguaiana.

As manchas máximas de inundação resultantes das diferentes profundidades adotadas para o cenário de rompimento das barragens em cascata no rio Uruguai (cenário 2) são comparadas nas Figura 49, Figura 50 e Figura 51, sendo apresentadas em detalhe nos municípios de interesse. No ANEXO G são apresentadas as manchas resultantes para cada experimento individual referente ao cenário 2. No ANEXO G também são apresentadas figuras comparando os experimentos com diferentes profundidades para o cenário sem rompimento (cenário 1), com detalhe nos municípios de interesse.

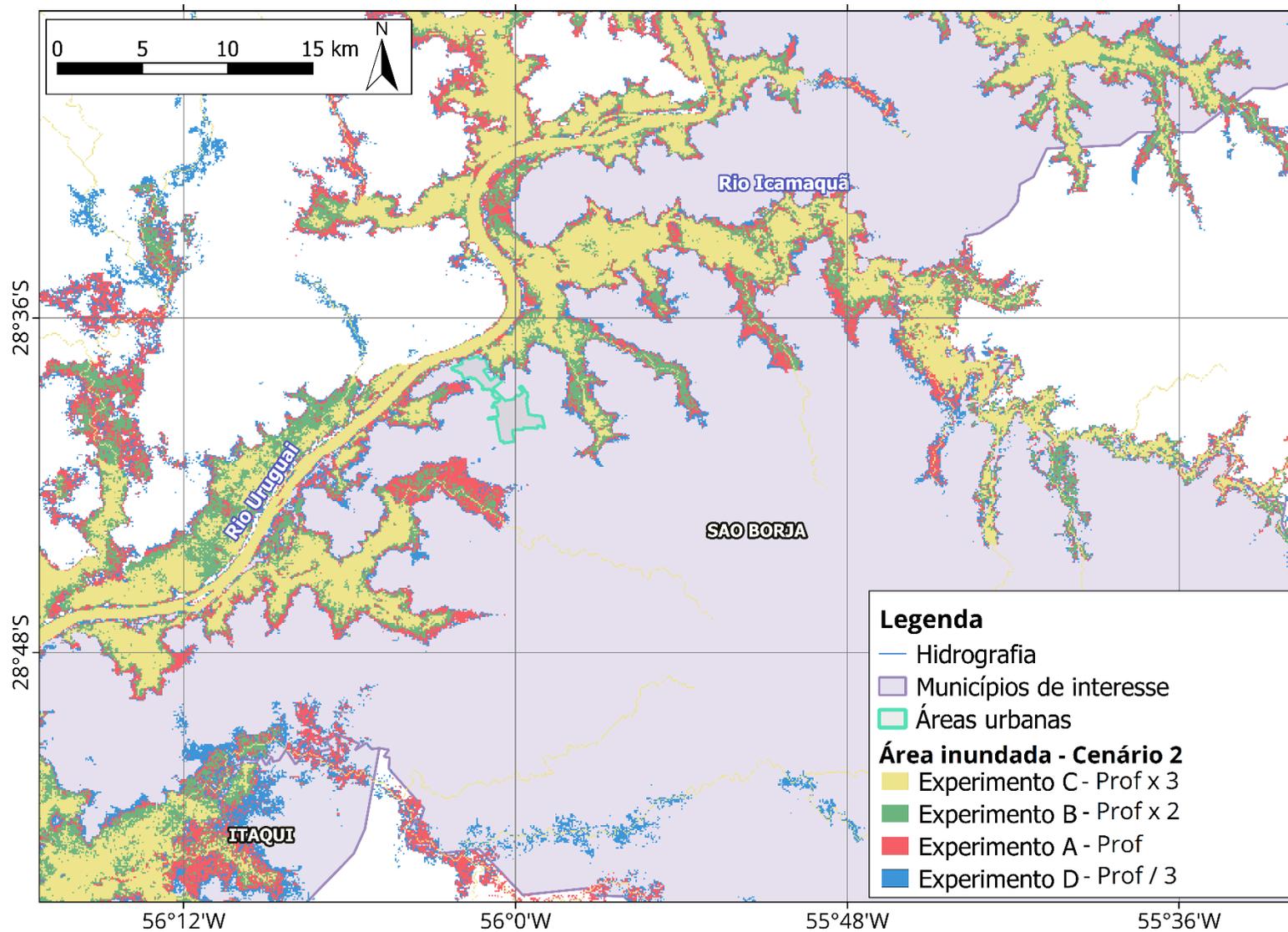


Figura 49. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em São Borja – Cenário 2.

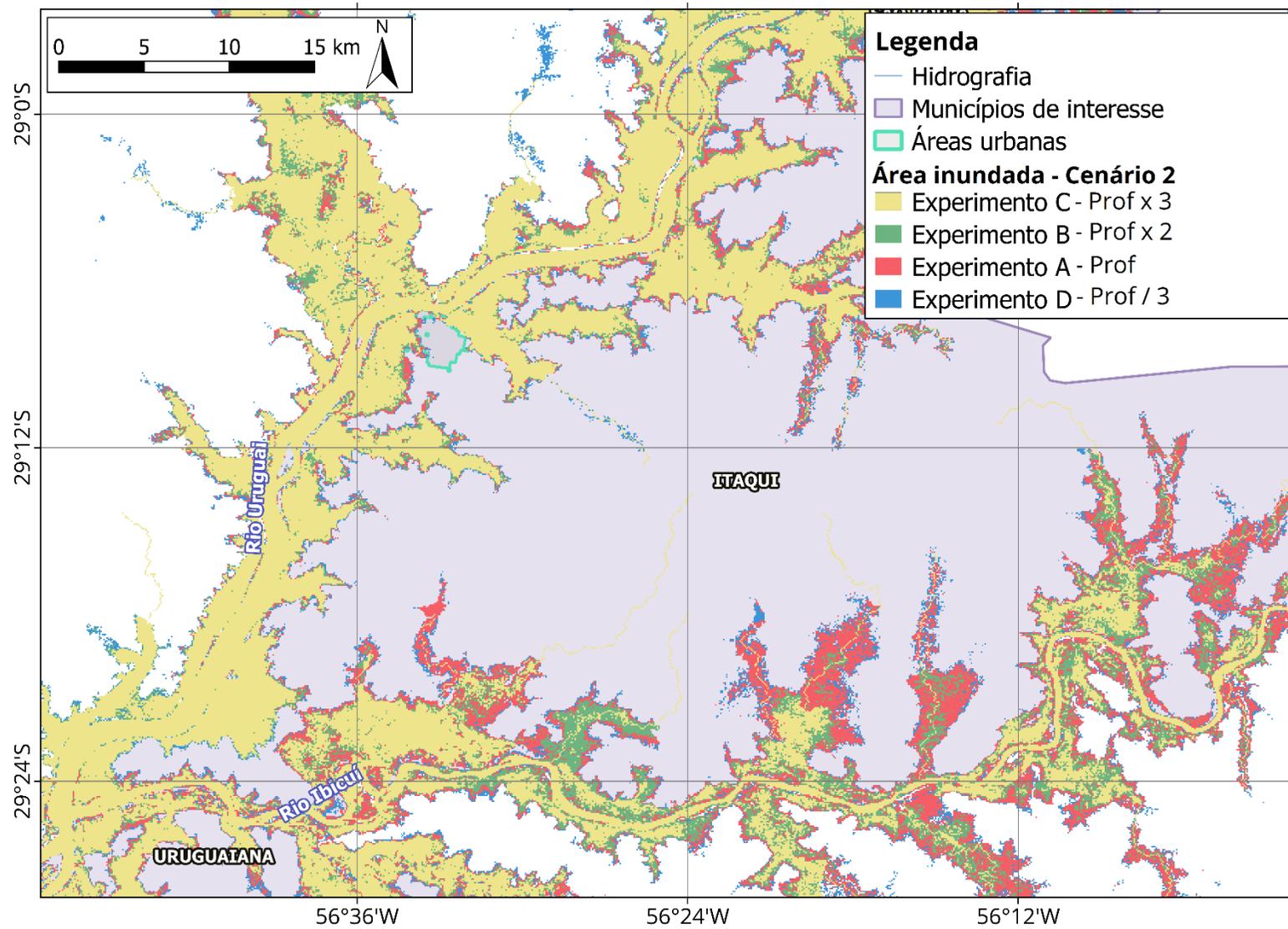


Figura 50. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Itaqui – Cenário 2.

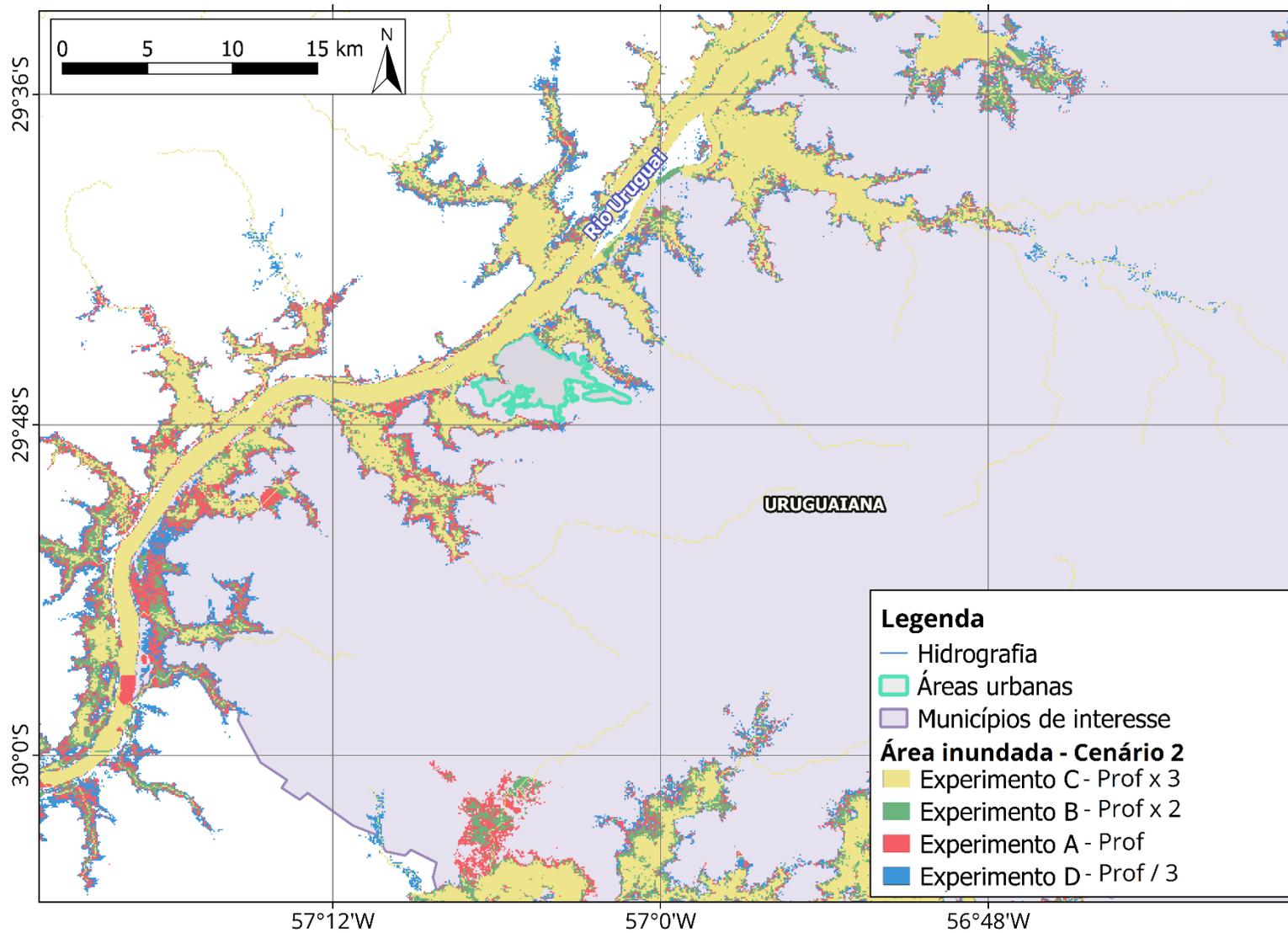


Figura 51. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Uruguaiana – Cenário 2.

É possível observar o quanto o modelo é sensível ao parâmetro de profundidade, apresentando diferenças nas manchas de inundação e nos hidrogramas resultantes para as diversas profundidades adotadas.

Para o experimento D, a qual apresenta profundidades mais rasas que as adotadas no estudo, a mancha de inundação resultante é mais extensa, atingindo uma parcela maior de áreas adjacentes. O hidrograma referente a essa situação apresenta um menor pico de vazão, quando comparado aos outros. Isso pode ocorrer devido ao extravasamento da cheia para as regiões vizinhas, provocando um menor pico de vazão nas minibacias.

Nos casos de simulação dos experimentos B e C, os quais apresentam profundidades maiores que as adotadas no estudo, a mancha de inundação é reduzida e os picos de vazão são mais acentuados. Isso pode ocorrer, pois a calha adotada é mais profunda, reduzindo as chances de extravasamento da cheia, principalmente para o experimento C, no qual a profundidade do rio Uruguai adotada foi maior.

Todavia, em termos de importância para a análise dos impactos do rompimento das barragens nos municípios analisados, observou-se que as manchas não se alteraram tanto nas proximidades das áreas urbanas.

6. DISCUSSÃO

A seguir são apresentadas discussões adicionais relacionadas com a interpretação dos resultados da pesquisa.

Topobatimetria e discretização do modelo

Apesar de as manchas de inundação terem sido geradas de maneira satisfatória, incertezas podem provocar análises errôneas dos resultados obtidos. Estas incertezas podem estar associadas ao Modelo Digital de Elevação (MDE) aplicado no modelo, no caso deste estudo foi o Bare-Earth SRTM (O'LOUGHLIN et al., 2016). Como é possível observar na Figura 36 e Figura 37, as áreas urbanas não foram inundadas, inclusive nos casos de profundidades mais rasas atribuídas a calha do rio (Figura 49, Figura 50 e Figura 51 – experimento D). Isso pode ter ocorrido devido ao MDE apresentar elevações muito altas nas regiões urbanas, podendo interferir na capacidade do modelo em representar as manchas de inundação com acurácia. Erros como esse poderiam ser corrigidos utilizando MDE com melhores resoluções espaciais.

Outro problema observado foi em relação à escala de aplicação do modelo. Como a bacia do rio Uruguai apresenta uma grande área, a bacia foi discretizada de maneira que os trechos de rio apresentassem 10 km no modelo. Esse tamanho de trecho de rio pode influenciar na representação de um município por exemplo, ou causar dissipação numérica acentuada da onda de cheia, podendo causar incertezas nas análises em escala local.

Hidrogramas de ruptura

Conforme item 4.2.1, para obtenção dos hidrogramas de ruptura dos barramentos do estudo, foi assumido que os volumes de seus reservatórios levariam três dias para escoar para jusante e estabeleceu-se que no primeiro dia aproximadamente 60% do reservatório esvaziaria, 30% no segundo e 10% no terceiro dia. Isso foi realizado pelos seguintes motivos:

- O objetivo do trabalho não era apresentar com acurácia as manchas de inundação resultantes do rompimento de barragens e sim analisar a aplicabilidade do modelo MGB nestes estudos;
- A partir da metodologia convencional (Tabela 5 e Tabela 6) as vazões de pico na ruptura resultaram na ordem de 10^6 m³/s e que levariam menos

de 3 horas para escoar para jusante. O escoamento desta grande vazão em pouco tempo poderia resultar em instabilidade no modelo;

- Foi observado nas imagens do Google Earth que os reservatórios dos barramentos apresentam forma alongada, sendo considerado incoerente a defluência de todo o volume dos reservatórios em menos de 3 horas;
- O modelo MGB executa dados diários e não horários. Assim a utilização de uma defluência de ruptura em horas seria pouco representativa, pois seria necessário inserir o hidrograma de ruptura em um dia, não havendo diferenças se demoraria 1 hora ou 24 horas pra esvaziar os reservatórios;

Análises de sensibilidade

Foi observado que o modelo apresenta variações nos resultados das simulações quando alteradas as profundidades utilizadas. Assim, para a realização de um estudo de rompimento de barragens o resultado reforça a importância de se utilizar profundidades características, obtidas em campo, dos trechos de rios simulados para obter resultados confiáveis.

Nesse estudo foram utilizadas relações geomorfológicas obtidas a partir dos resumos de descarga de nove estações fluviométricas da Agência Nacional de Águas. Porém, de acordo com Meyer et al. (2018), as seções da ANA podem não ser representativas do trecho de rio como um todo, pois muitas vezes os instrumentos utilizados para monitoramento são posicionados em partes mais encaixadas do rio, por medidas de segurança. Como o objetivo do estudo não é estimar com precisão os resultados de mancha de inundação, profundidades e vazões máximas atingidas, essa fonte de dados foi utilizada. Entretanto, para estudos de rompimento de barragens em Planos de Segurança de Barragens (PSB) e Planos de Ação Emergencial (PAE) são necessários maiores cuidados com os dados utilizados, priorizando fontes de informações confiáveis, sendo coleta em campo uma ótima alternativa.

A análise mostra que a incerteza dos dados de entrada pode desempenhar um papel importante nos erros do modelo. Assim como o modelo apresentou sensibilidade a diferentes profundidades, outros parâmetros hidráulicos também podem ocasionar alterações nos resultados, tais como coeficiente de rugosidade de Manning, largura do rio, declividade, entre outros. Paiva et al. (2013) apresenta um

estudo de sensibilidade do modelo MGB hidrodinâmico completo (equações completas de Saint-Venant) à parâmetros como profundidade, largura, coeficiente de Manning, precipitação, área alagada e armazenamento máximo do solo. Assim como no presente trabalho, os resultados se mostraram sensíveis aos parâmetros hidráulicos, indicando a necessidade de melhorar as estimativas, além das relações geomorfológicas.

7. CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo avaliar a aplicabilidade do método inercial no Modelo de Grandes Bacias (MGB) em estudos de rompimento de barragens individuais e em cascata. O MGB foi o modelo escolhido por ter capacidade de desenvolver estudos hidrológicos e hidrodinâmicos em escala de grandes bacias e por não ter sido ainda testado em estudos de sua aplicação no âmbito de rompimentos de barragens.

Foi utilizado como metodologia para cálculo de propagação de vazões o método inercial, o qual é capaz de representar rios com declividades baixas, com expressivas planícies de inundação e em sistemas hídricos complexos. A área de estudo considerada foi a bacia hidrográfica do rio Uruguai, a qual apresenta uma área de aproximadamente 175 mil km² e diversos barramentos ao longo dos seus cursos d'água, dos quais foram considerados no estudo: UHE Barra Grande no rio Pelotas, UHE Machadinho, UHE Itá e UHE Foz do Chapecó no rio Uruguai; e UHE Passo Fundo e UHE Monjolinho no rio Passo Fundo (afluente do rio Uruguai).

Para ajuste da calibração do modelo foram obtidas relações geomorfológicas a partir de valores de profundidades e larguras de estações fluviométricas da ANA, no rio Uruguai, sendo relacionadas com a área de drenagem.

A ferramenta concebida foi testada nas simulações de cinco cenários, abrangendo cenários de referência, de rupturas em cascata e individuais, sendo eles: sem rompimento, rompimento da cascata do rio Uruguai, rompimento da cascata do rio Passo Fundo com a UHE Foz do Chapecó, rompimento da UHE Barra Grande, e rompimento da UHE Foz do Chapecó.

Para verificar a capacidade do modelo em simular a transformação chuva-vazão e a propagação ao longo da bacia hidrográfica foram analisadas as manchas de inundação máximas obtidas, as vazões de pico e as profundidades máximas atingidas. Assim, após análises dos resultados foi verificado que as rupturas causaram grandes vazões no médio Uruguai (próximo às usinas hidrelétricas), com Tempos de Retorno (TR) maiores que os observados na simulação sem rompimento. Entretanto, no baixo Uruguai, próximo aos municípios de São Borja, Itaqui e Uruguiana, os TR resultantes corresponderam, em geral, as cheias naturais causadas por eventos hidrológicos, representando um amortecimento na onda da cheia ao longo de sua

propagação a jusante. Entre os cenários, o mais impactante foi o de rompimento da cascata do rio Uruguai, o qual apresentava um maior volume de água no total de seus reservatórios.

Por fim, foi verificada a variabilidade dos resultados a diferentes profundidades atribuídas ao modelo. Após as simulações, foi observado que o modelo apresenta sensibilidade a alterações nas profundidades atribuídas, sendo constatado que para profundidades rasas as manchas de inundação resultantes se apresentaram mais extensas e os hidrogramas com menores pico de vazão. Quanto menor a calha do rio, maior o extravasamento da cheia para as planícies adjacentes e mais atenuada a vazão simulada. Já para grandes profundidades, foi verificada menores manchas de inundação e picos de vazão mais acentuados nos hidrogramas, sugerindo que por apresentar calhas mais profundas, menores as chances de a mancha extravasar para as regiões ribeirinhas e maiores as vazões ao longo do rio.

Tendo em vista as grandes variações obtidas, os resultados se mostraram sensíveis ao parâmetro de profundidade, indicando a necessidade de melhorar os métodos atuais de estimativa, que são baseados principalmente nas relações geomorfológicas. Recomenda-se que para a realização de estudos de rompimento de barragens sejam utilizadas profundidades características medidas em campo dos trechos de rios simulados para obter resultados confiáveis.

Finalmente, pode-se afirmar que é possível a utilização do Modelo de Grandes Bacias (MGB) como solução tecnológica no estudo de rompimento de barragens, tanto individuais quanto em cascata, apresentando resultados para a bacia hidrográfica como um todo. Portanto, os parâmetros hidráulicos devem ser obtidos de fontes confiáveis, tendo visto que os resultados se mostraram sensíveis às diferentes profundidades adotadas. A análise mostra que a incerteza dos dados de entrada pode desempenhar um papel importante nos erros do modelo.

Também deve-se atentar para o hidrograma de ruptura utilizado, tendo visto que no trabalho foram utilizados hidrogramas com duração de três dias, resultando em TRs máximos de 86 anos nos barramentos e, que hidrogramas mais intensos poderiam gerar resultados ainda mais catastróficos.

7.1. RECOMENDAÇÕES

Como desenvolvimentos futuros a serem conduzidos a partir das contribuições trazidas por este trabalho, sugere-se:

1. Analisar mais amplamente a sensibilidade do modelo a diferentes parâmetros hidráulicos, como coeficiente de rugosidade de Manning, largura do rio, entre outros, em estudos de rompimento de barragens individuais e em cascata;
2. Analisar a interferência do hidrograma de ruptura dos barramentos adotados nas simulações, verificando a variação dos resultados à hidrogramas mais, ou menos, intensos;
3. Avaliar a interferência nos resultados pela utilização de diferentes Modelos Digitais de Elevação (MDE) aplicados no modelo, com melhores resoluções espaciais e acurácia;
4. Aplicar o modelo em passo de tempo horário para este tipo de simulação, permitindo a simulação de eventos mais rápidos;
5. Melhorar as estimativas dos resultados para o Rio Uruguai a partir de medições de campo.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). (2016). *Relatório de Segurança de Barragens 2015*. Brasília, DF: Superintendência de Regulação (SRE).
- ALMEIDA, G. A., & BATES, P. (2013). Applicability of the local inertial approximation of the shallow water equations to flood modeling. *Water Resources Research*, vol. 49, p. 4833-4844.
- ALMEIDA, G. A., BATES, P., FREER, J. E., & SOUVIGNET, M. (2012). Improving the stability of a simple formulation of the shallow water equations for 2-D flood modeling. *Water Resources Research*, vol. 48, n. 5.
- BAPTISTA, M., & LARA, M. (2014). *Fundamentos de Engenharia Hidráulica*. Belo Horizonte: UFMG.
- BATES, P. D., HORRITT, M. S., & FEWTRELL, T. J. (2010). A simple inertial formulation of the shallow water equations for efficient. *Journal of Hydrology*, vol. 387, p. 33-45.
- BRASIL. (20 de setembro de 2010). Lei n. 12.334. *Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Ba*. Brasília, DF: Diário Oficial da União .
- BRASIL, L. S. (2005). Utilização de modelagens Uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem - estudo de caso: Barragem de Rio de Pedras - MG. *Dissertação de Mestrado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos*. Belo Horizonte, MG: UFMG.
- CHAUHAN, S. S.; BOWLES, D. S.; ANDERSON, L. R. (2004). Do Current Breach Parameter Estimation Techniques Provide Reasonable Estimates for Use in Breach Modeling. *Proceedings of the annual conference of the association of state dam safety officials*. Phoenix, EUA.
- CHOW V.T.; MAIDMENT D.R.; MAYS L.W. . (1988). Applied hydrology. *Mcgraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series*.
- COLLISCHONN, W. (1997). Análise do rompimento hipotético da barragem Ernestina - RS. *Dissertação de Mestrado*. Porto Alegre, RS: IPH - UFRGS.
- COLLISCHONN, W., & DORNELLES, F. (2013). *Hidrologia para engenharia e ciências ambientais*. Porto Alegre: Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH).
- COLLISCHONN, W., & TUCCI, C. E. (2001). Simulação Hidrológica de Grandes Bacias. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 95-118.
- COMITE BRASILEIRO DE BARRAGENS. (2013). *Apresentação de barragens*. Fonte: CDBD ICOLD: <http://www.cbdb.org.br/5-38/Apresenta%C3%A7%C3%A3o%20das%20Barragens>
- COSTA, J. E. (1985). Floods from Dam Failures. *U.S. Geological Survey Open-File Report 85-560*. Denver, Colorado.
- ELETROBRÁS. (2003). Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Centrais Elétricas Brasileiras S.A.
- ESRI. (2007). Arc Hydro Tools version 1.2 for ArcGIS 9.2 Tutorial. California: p. 110.
- FAN, F. M., & COLLISCHONN, W. (2014). Integração do Modelo MGB-IPH com Sistema de Informação Geográfica. *RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 243-254.
- FAN, F. M., COLLISCHONN, W., BUARQUE, D. C., & PAIVA, R. C. (2010). Manual Arc-HYDRO para aplicação do modelo MGB-IPH. *Projeto Amazônia*. Versão 1.2. p. 65.
- FAN, F. M., PONTES, P. R., PAIVA, R. C., & COLLISCHONN, W. (2014). Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, vol.19, p. 137-147.
- FANTILLI, A., DEANGELI, C., GIANI, G., & CHIAIA, B. (2009). *Dam failures. WIT Transactions on State of the Art in Science and Engineering*. Fonte: WIT Press. Vol. 36, ISSN 1755-8336: www.witpress.com
- FEMA. (2013). *Federal Guidelines for Inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures*. First Edition.

- FERREIRA, A. L. (maio de 2015). COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE CÁLCULO DA RUPTURA DE UMA BARRAGEM HIPOTÉTICA. *XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens*. Foz do Iguaçu, PR: Comitê Brasileiro de Barragens.
- FLEISCHMANN, A. S., SIQUEIRA, V. A., COLLISCHONN, W., & FAN, F. M. (2015). Desenvolvimento Do Módulo De Reservatórios Do Modelo Hidrológico MGB-IPH. *XXI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos* (p. PAP019961). Porto Alegre - RS: ABRH.
- FOSTER, M., FELL, R., & SPANNAGLE, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, p. 1000-1024.
- FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. (1998). *NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation*. Silver Springs: National Weather Service – Office of Hydrology.
- GETIRANA, A. C. V. ; BONNET, M.-P. ; ROTUNNO FILHO, O. C. ; COLLISCHONN, W. ; GUYOT, J.-L. ; SEYLER, F. ; MANSUR, W. J. (2010). Hydrological modelling and water balance of the Negro River basin: evaluation based on in situ and spatial altimetry data. *Hydrological processes V. 24, Ed. 22*, p. 3219—3236.
- HGE - Hidrologia de Grande Escala. (s.d.). *MGB - O que é*. Fonte: <https://www.ufrgs.br/hge/mgb/o-que-e/>
- HIDROWEB (ANA). (s.d.). *Séries históricas das estações*. Fonte: Sistema de informações hidrológicas SNIRH: http://www.snirh.gov.br/hidroweb/publico/medicoes_historicas_abas.jsf
- IMBROGNO, D. F. (2014). Analysis of Dam Failures and Development of a Dam Safety Evaluation. *Master Thesis. Graduate Program in Civil Engineering*. The Ohio State University.
- INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS (IBAMA). (2015). Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana (MG).
- JOHNSON F. A.; ILLES P. (1976). A Classification of Dam Failures. *Water Power and Dam Construction*, vol. 28, p. 43-45.
- LAURIANO, A. W. (2009). ESTUDO DE RUPTURA DA BARRAGEM DE FUNIL: COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS FLDWAV E HEC-RAS. *Dissertação de Mestrado em Recursos Hídricos*. Belo Horizonte: Escola de Engenharia UFMG.
- MACDONALD, T. C.; LANGRIDGE-MONOPOLIS, J. (1984). Breaching Characteristics of Dam Failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 110, p. 567-586.
- MAIDMENT, D. (2002). Arc Hydro - GIS for Water Resources. ESRI Press, Redlands, CA.
- MARTIN, J. L.; MCCUTCHEON, S. C. . (1998). *Hydrodynamics and transport for water quality modeling*. Lewis Publishers.
- MENESCAL, R. D. (2005). *A Segurança de Barragens e a Gestão de Recursos Hídricos no Brasil*. Distrito Federal: ProÁgua.
- MEYER, A., FLEISCHMANN, A. S., COLLISCHONN, W., PAIVA, R. C., & JARDIM, P. (2018). Empirical assessment of flood wave celerity-discharge relationships at local and reach scales. *Hydrological Sciences Journal*.
- MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE (MMA). (2006). *Caderno da Região Hidrográfica do Uruguai*. Brasília: MMA.
- MORRIS, M. W.; GALLAND, J. C. (2000). Dambreak Modeling. Guidelines and Best Practice. *CADAM Project. Reino Unido*, p. 32.
- O'LOUGHLIN, F.E. ; PAIVA, R.C.D. ; DURAND, M. ; ALSDORF, D.E. ; BATES, P.D. (2016). A multi-sensor approach towards a global vegetation corrected SRTM DEM product. *Remote Sensing of Environment*, v. 182, p. 49-59.
- PAIVA, R. C. (2009). Modelagem hidrológica e hidrodinâmica de grandes bacias: Estudo de caso na bacia do rio Solimões. *Dissertação de Mestrado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental*. UFRGS.
- PAIVA, R. C., BUARQUE, D. C., COLLISCHONN, W., BONNET, M.-P., FRAPPART, F., CALMANT, S., & BULHÕES MENDES, C. A. (2013). Large-scale hydrologic and hydrodynamic modeling of the Amazon River basin. *Water Resources Research*, p. 1226-1243.

- PAIVA, R. C., COLLISCHONN, W., & TUCCI, C. E. (2011). Large scale hydrologic and hydrodynamic modeling using limited data and a GIS based approach. *Journal of Hydrology*, vol. 406, p. 170-181.
- PEREIRA, M. M. E. (2010). Integração de Modelos Hidrológicos e SIG para ferramentas de Suporte à tomada de decisões. *Dissertação de mestrado*. IPH UFRGS.
- PONTES, P. R., COLLISCHONN, W., FAN, F. M., PAIVA, R. C., & BUARQUE, D. C. (2015). Modelagem hidrológica e hidráulica de grande escala com propagação. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 888 - 904.
- PONTES, P. R., FAN, F. M., FLEISCHMANN, A. S., PAIVA, R. C., BUARQUE, D. C., SIQUEIRA, V. A., & COLLISCHONN, W. (2017). MGB-IPH model for hydrological and hydraulic simulation of large floodplain river systems coupled with open source GIS. *Environmental Modelling & Software*. v. 94, p.1-20.
- PONTES, P. R., PAIVA, R. C., & COLLISCHONN, W. (2014). Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. *RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 19, n. 4, p. 137-147.
- RUBÍ, A. M. (2006). Clasificación de Presas y Evaluación del Riesgo con Programa HEC-RAS. *Tesina (Enginyeria Hidràulica, Marítima i Sanitària: Embassaments i Preses)*. Departament d'Enginyeria Hidràulica, Marítima i Ambiental. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- SARAIVA, L. S. (2014). *Comparação entre critérios para determinação de hidrogramas de ruptura de barragens*. Porto Alegre: UFRGS.
- SIQUEIRA, V. A., FLEISCHMANN, A. S., BRÊDA, J. P., PAIVA, R. C., & COLLISCHONN, W. (2017). Anais do Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto SBSR. *Avaliação do Bare-Earth SRTM para simulação hidrodinâmica de rios com planícies inundáveis sob vegetação densa*. Santos, SP.
- TARBOTON, D. G. (2002). *Terrain Analysis Using Digital Elevation Models (Taudem)*. Fonte: Utah Water Research Laboratory, Utah State University: <http://www.engineering.usu.edu/dtarb>
- TSCHIEDEL, A. D. (março de 2017). Avaliação de fontes de incerteza em estudos de rompimento de barragens. *Dissertação de mestrado*. Porto Alegre: IPH UFRGS.
- TUCCI, C. E. (1998). *Modelos hidrológicos*. Porto Alegre: UFRGS.
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS (USACE). (2014). *Using HEC-RAS for a Dam Break Studies*. California, EUA: Hydrologic Engineering Center.
- UISEU, T.; BENTO FRANCO, A.; ALMEIDA, A. B.; SANTOS, A. (1999). *Modelos Uni e Bidimensionais na Simulação de Cheias Induzidas por Rupturas de Barragens. A experiência do Vale do Arade*. Coimbra.
- WAHL, T. L. (1998). Prediction of embankment dam breach parameters—A literature review and needs assessment. *Dam Safety Research Report, Water Resources Research Laboratory*. Denver: U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation.
- WCD - World Commission on Dams. (2000). *A new framework for decision-making*. Earthscan Publications. Fonte: Dams and Development. p. 404: <http://www.dams.org/report/contents.html>
- WRACHIEN, D. D., & MAMBRETTI, S. (1998). *Dam-Break Problems, Solutions and Case Studies*. Ed. WitPress.
- YAMAZAKI, D., KANAE, S., KIM, H., & OKI, T. (2011). A physically based description of floodplain inundation dynamics in a global river routing model. *WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 47, W04501*.
- ZHANG, L. M.; XU, Y.; JIA, J. S. (2007). *Analysis of earth dam failures - A database approach*. ISGSR2007 First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk. Tongji University: Shanghai, China.
- ZHEN-GANG, J. (2008). *Hydrodynamics and Water Quality – Modeling Rivers, Lakes and Estuaries*. Wiley.

ANEXO A. HIDROGRAMAS SIMULADOS E OBSERVADOS

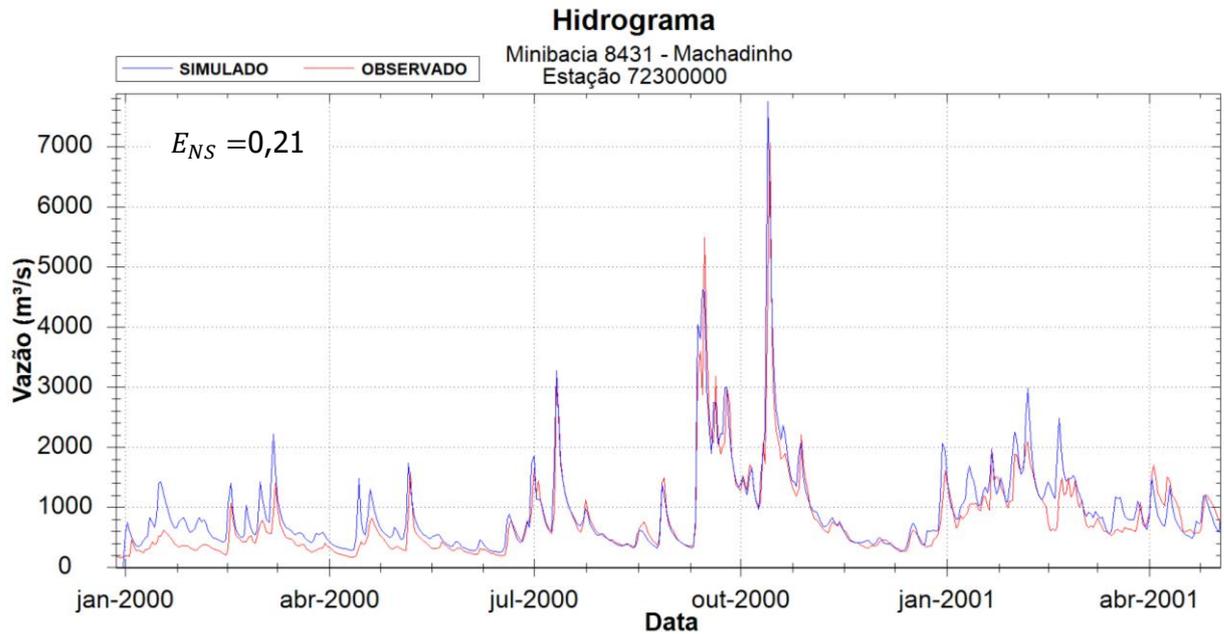


Figura 52. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Passo do Virgílio. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

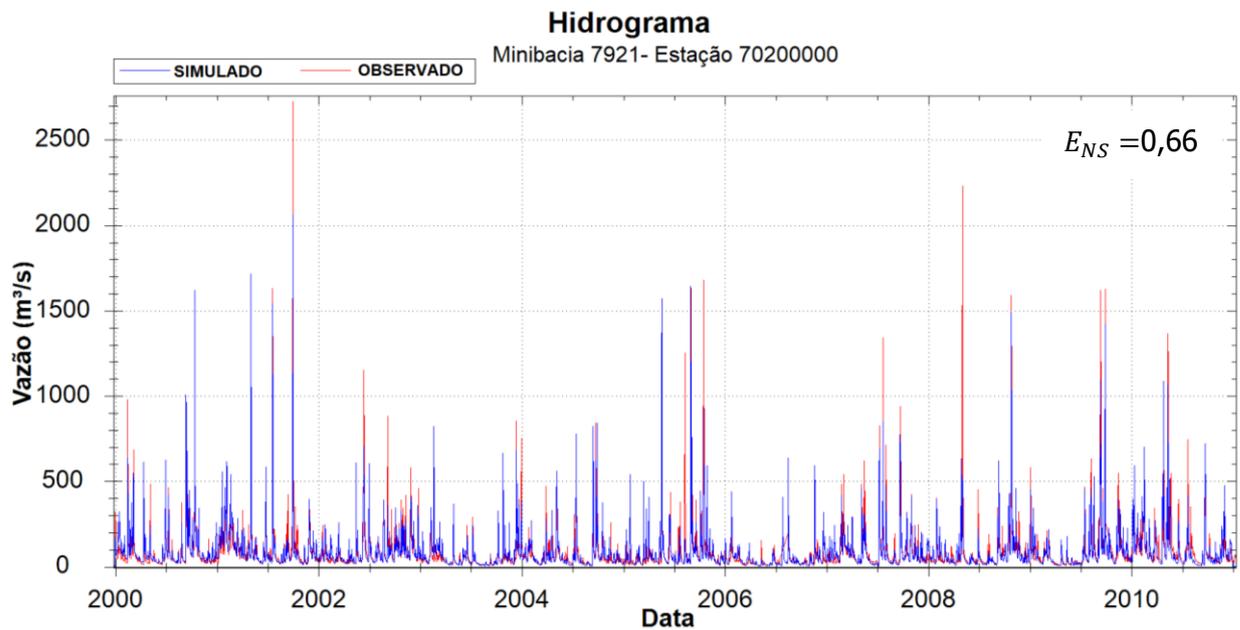


Figura 53. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Invernada Velha. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

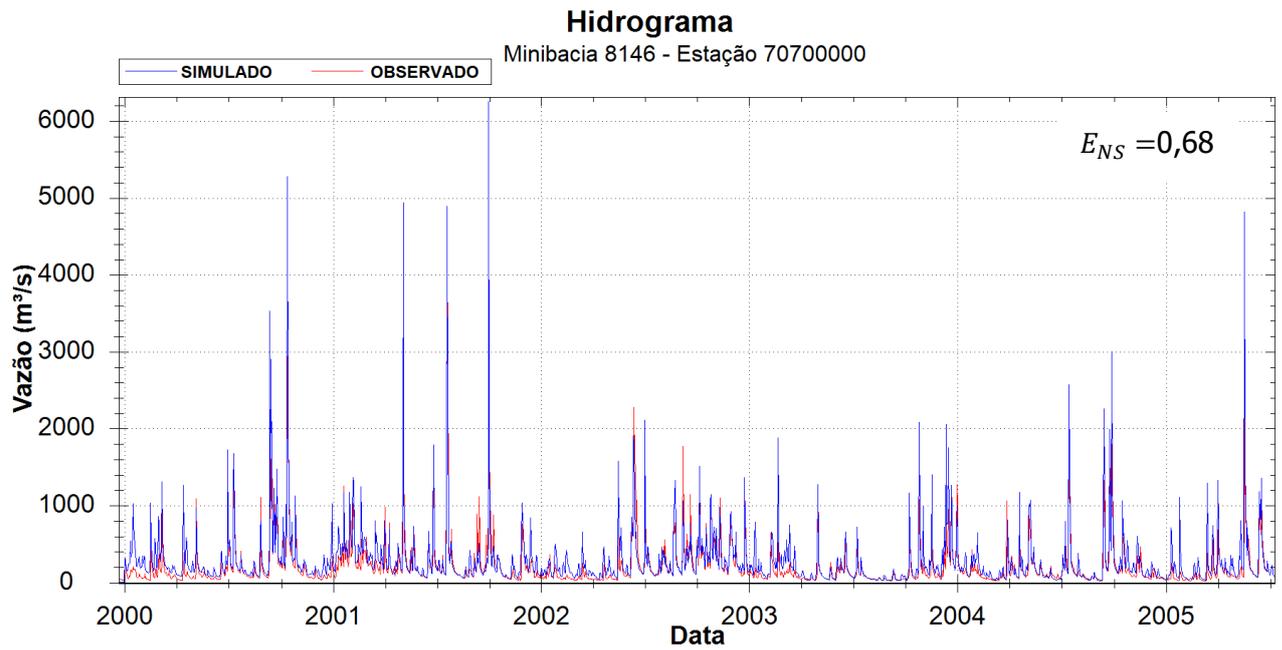


Figura 54. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Passo Socorro. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

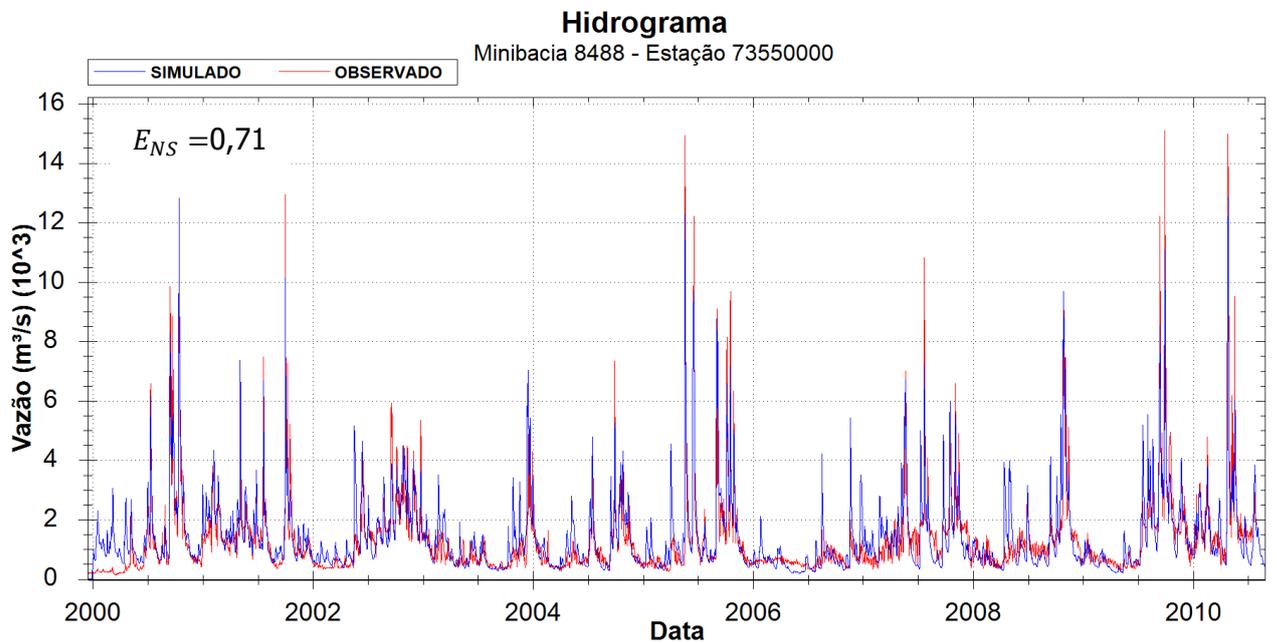


Figura 55. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Passo Caxambu. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

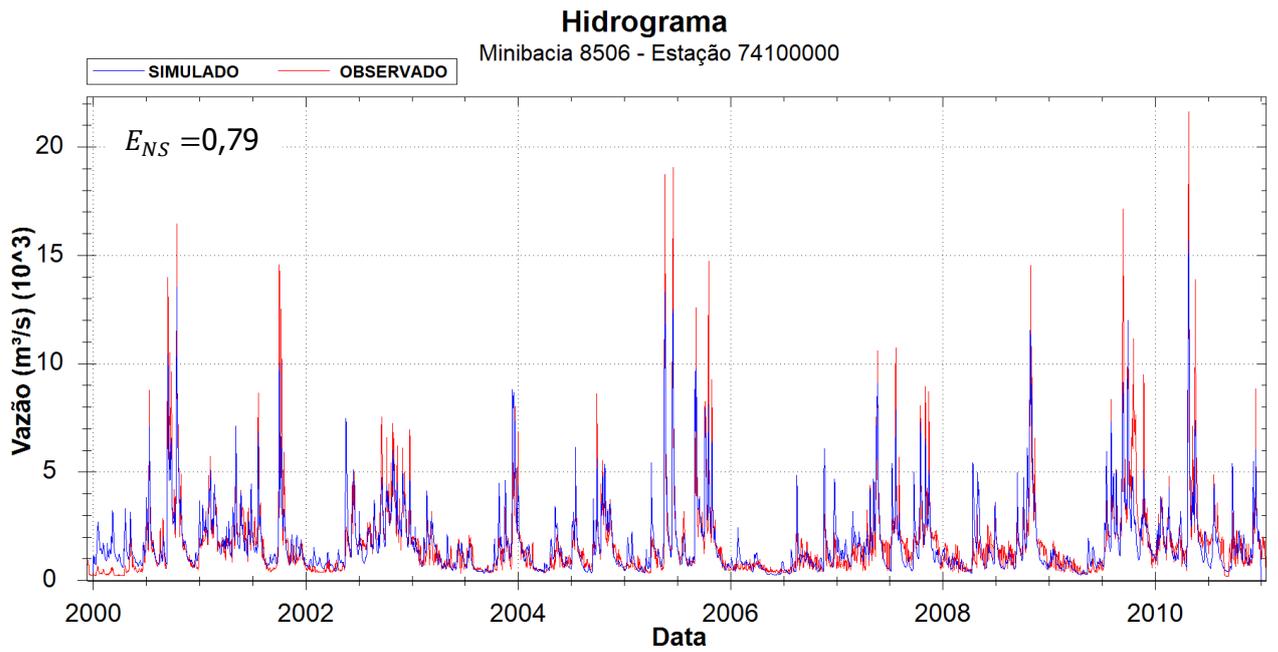


Figura 56. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Iraí. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

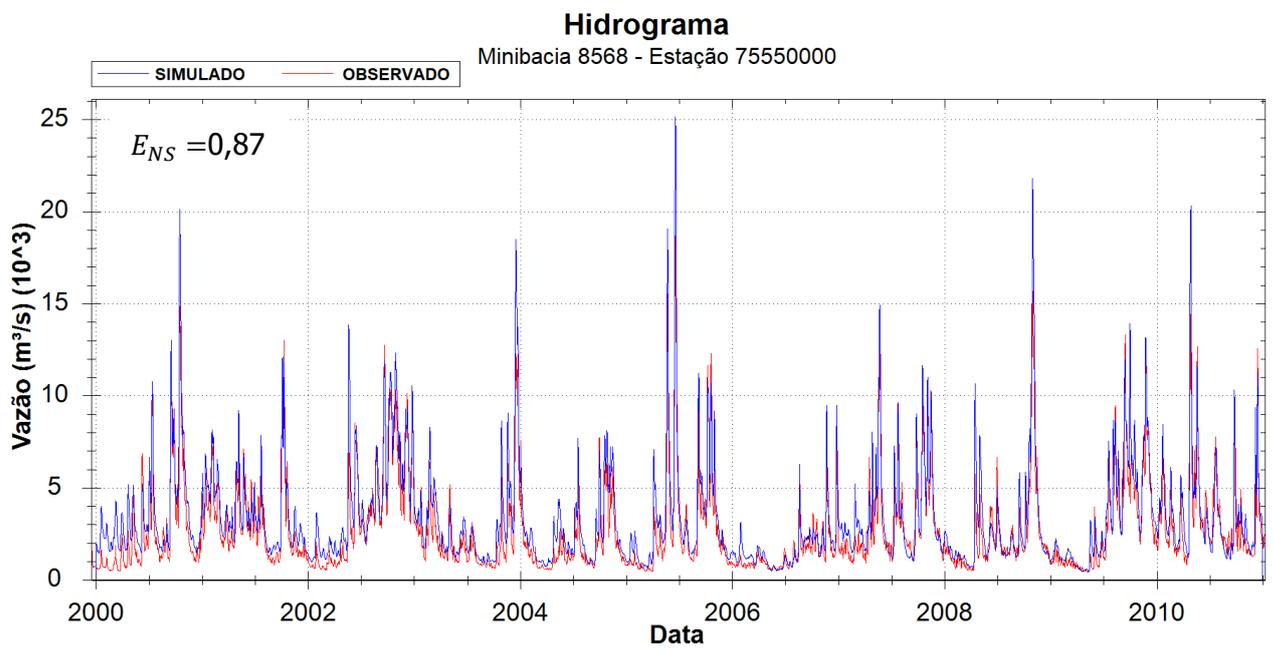


Figura 57. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Garruchos. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

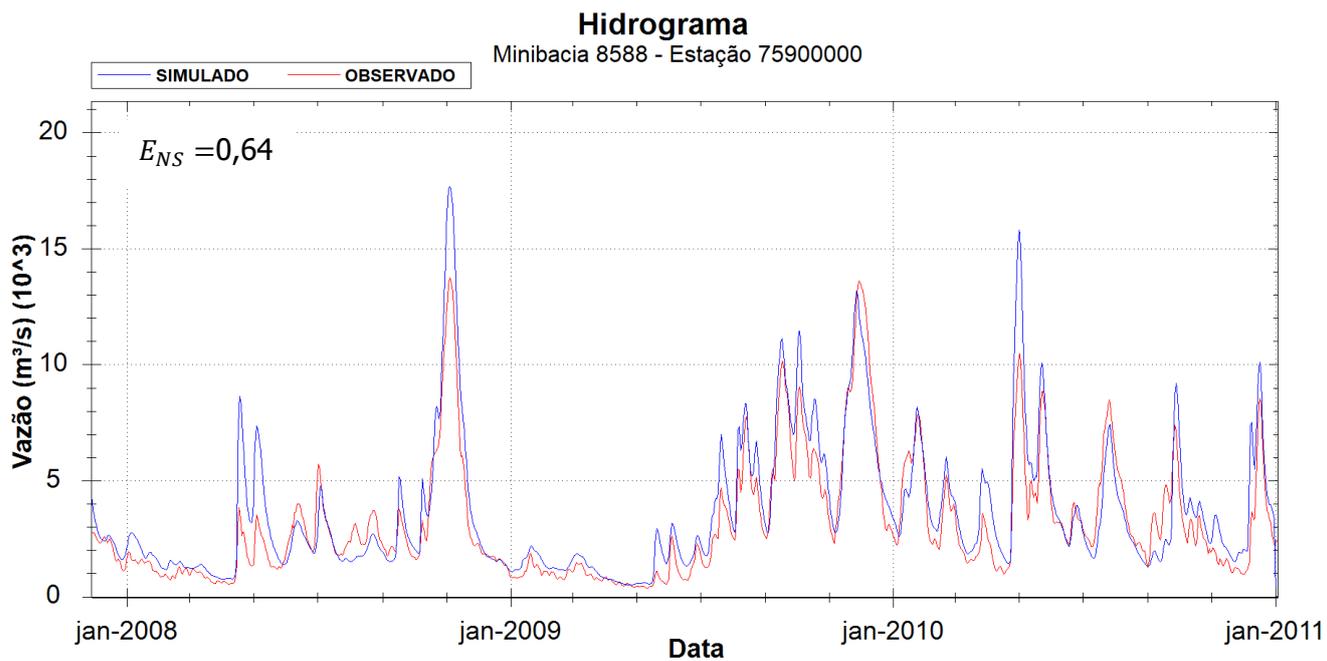


Figura 58. Vazões diárias simuladas e observadas na estação Itaqui. E_{NS} : coeficiente de Nash-Sutcliffe.

ANEXO B. MANCHAS DE INUNDAÇÃO EM URUGUAIANA, ITAQUI E SÃO BORJA

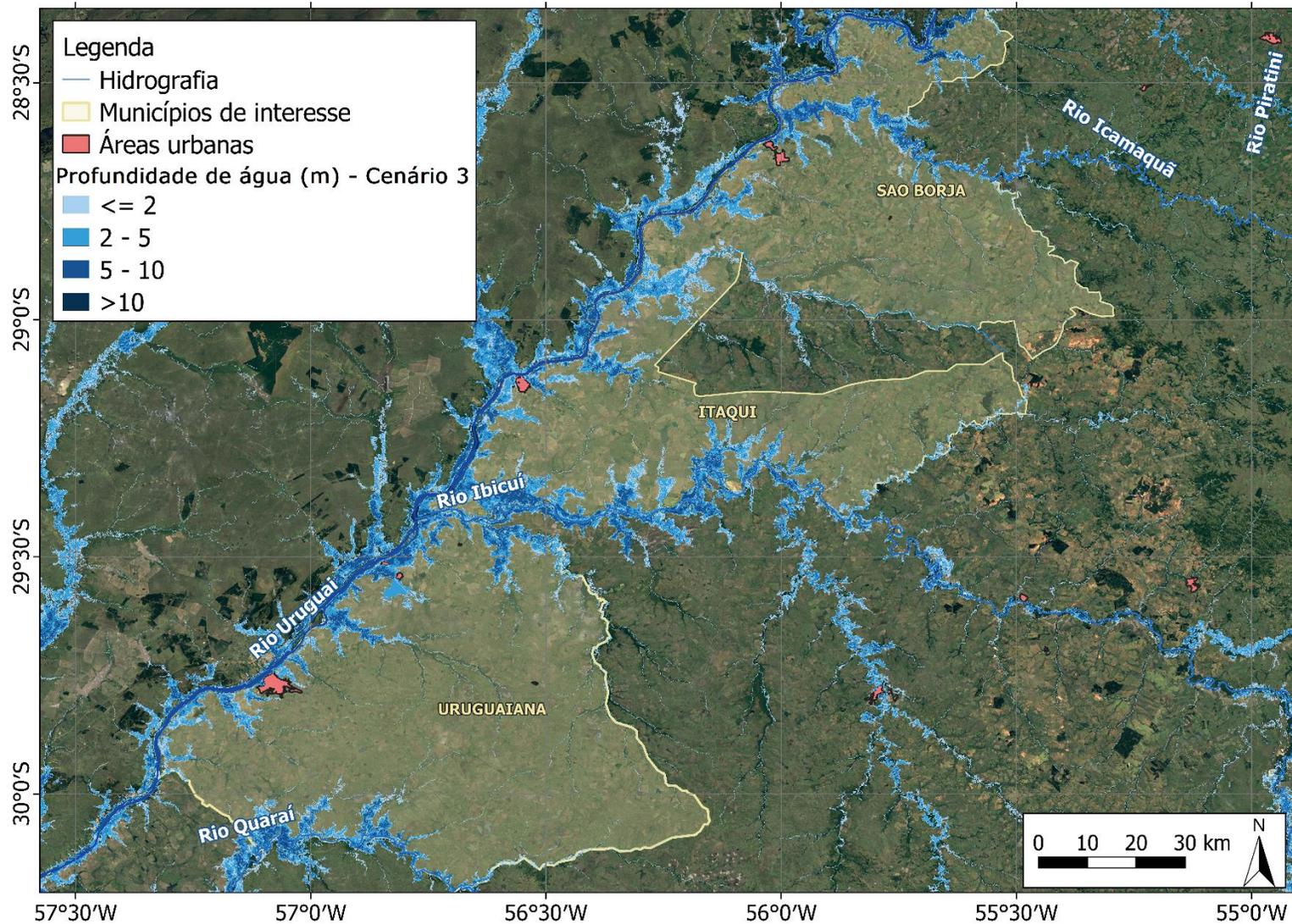


Figura 59. Mancha de inundação máxima do cenário da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.

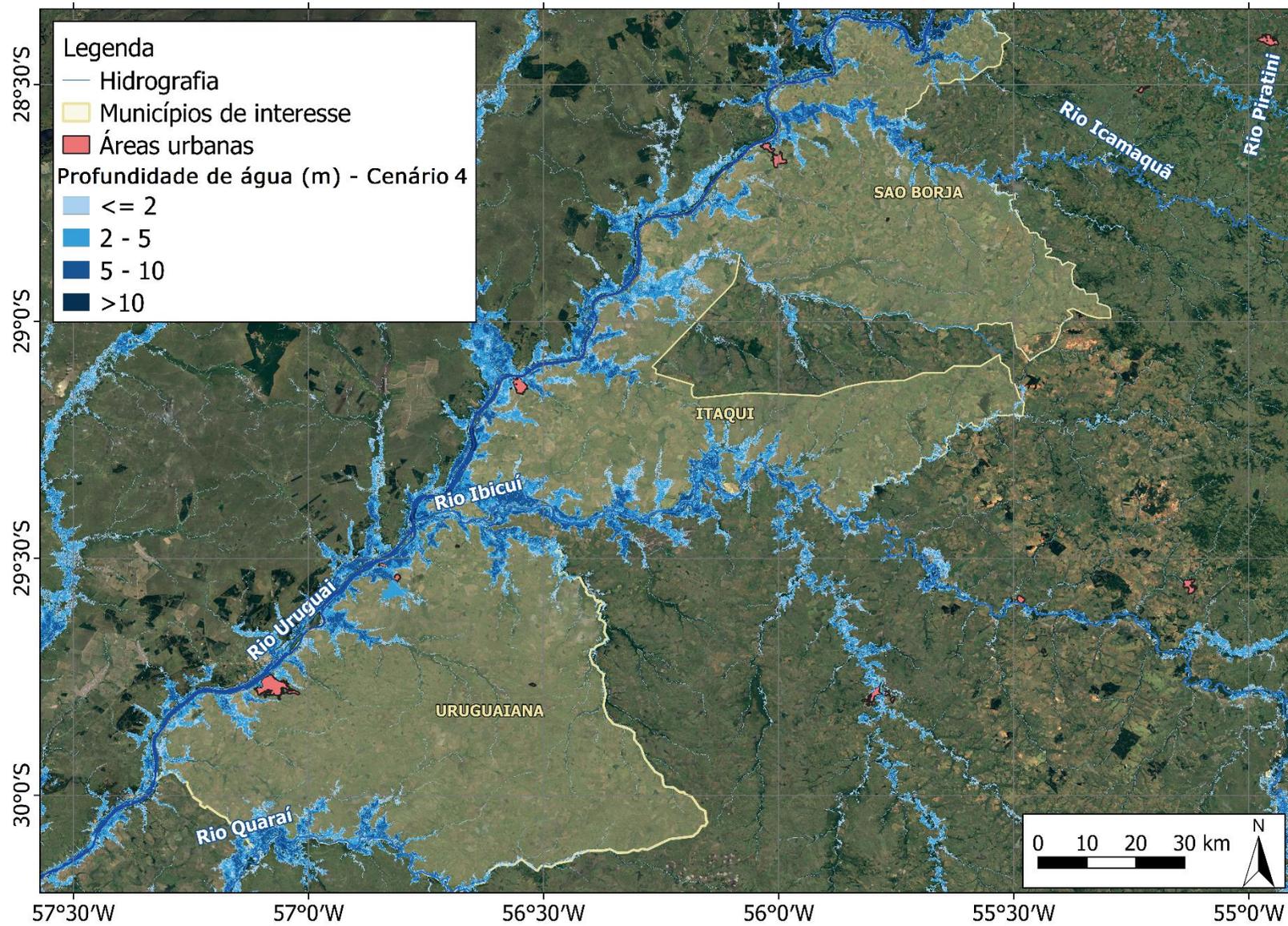


Figura 60. Mancha de inundação máxima do cenário de rompimento da UHE Barra Grande.

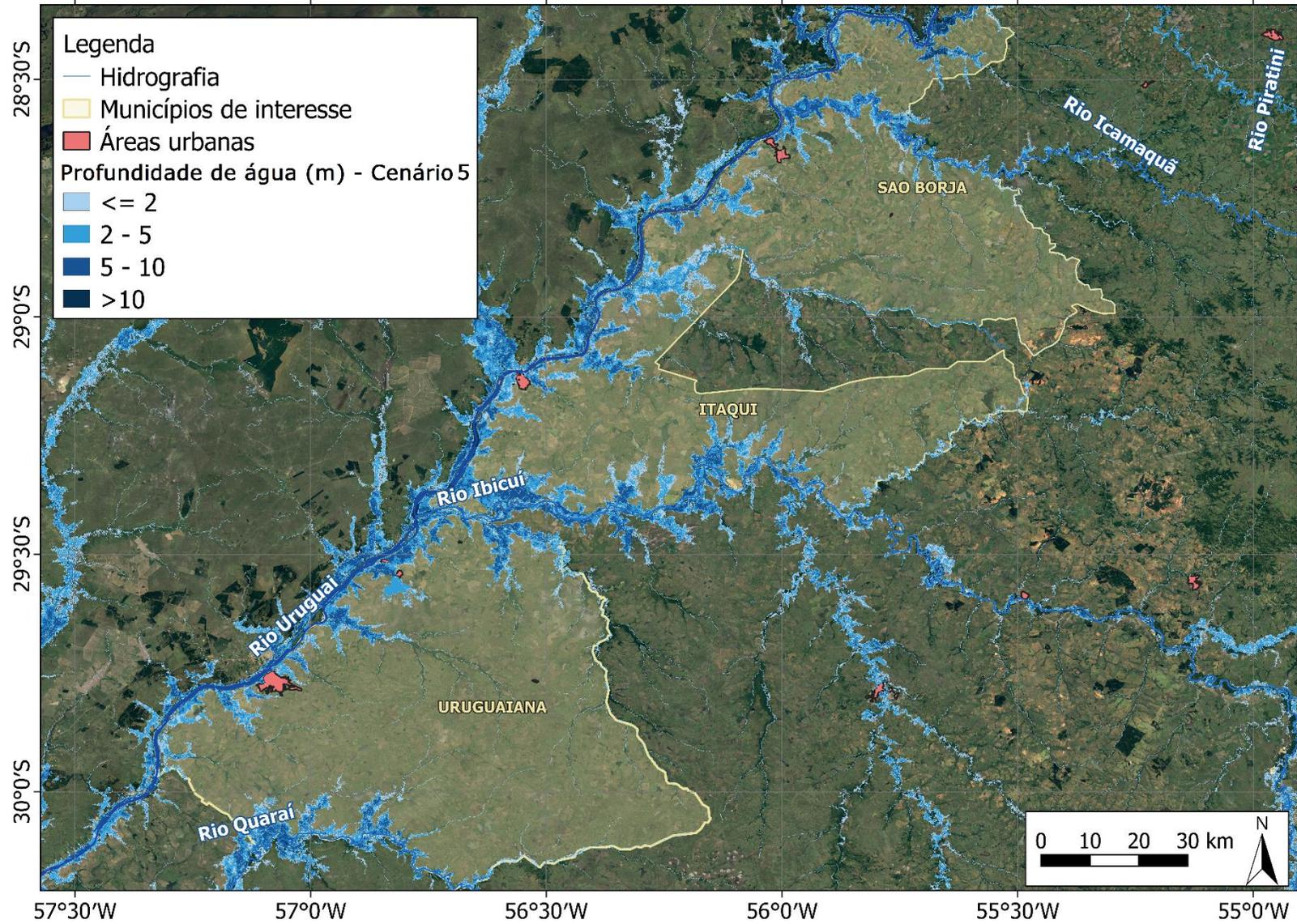


Figura 61. Mancha de inundação máxima do cenário de rompimento da UHE Foz do Chapecó.

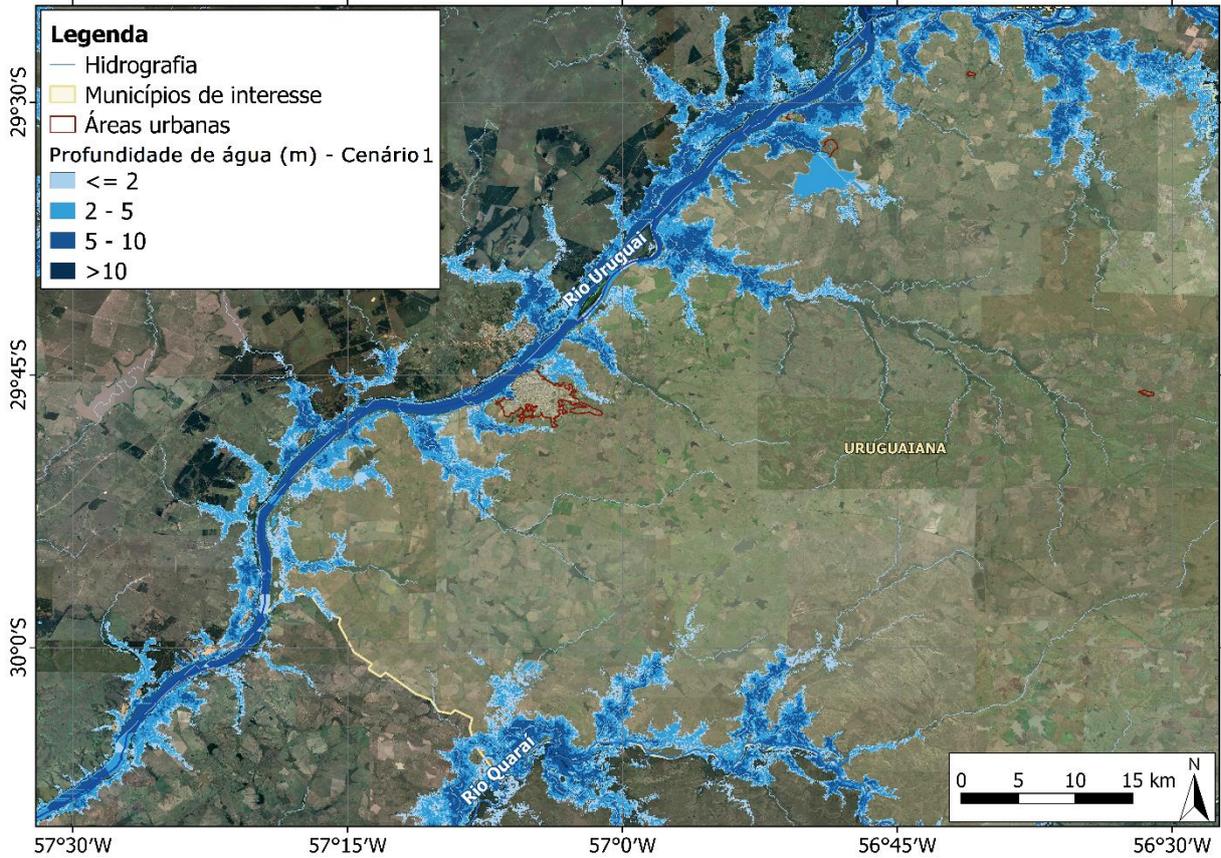


Figura 62. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Sem rompimento.

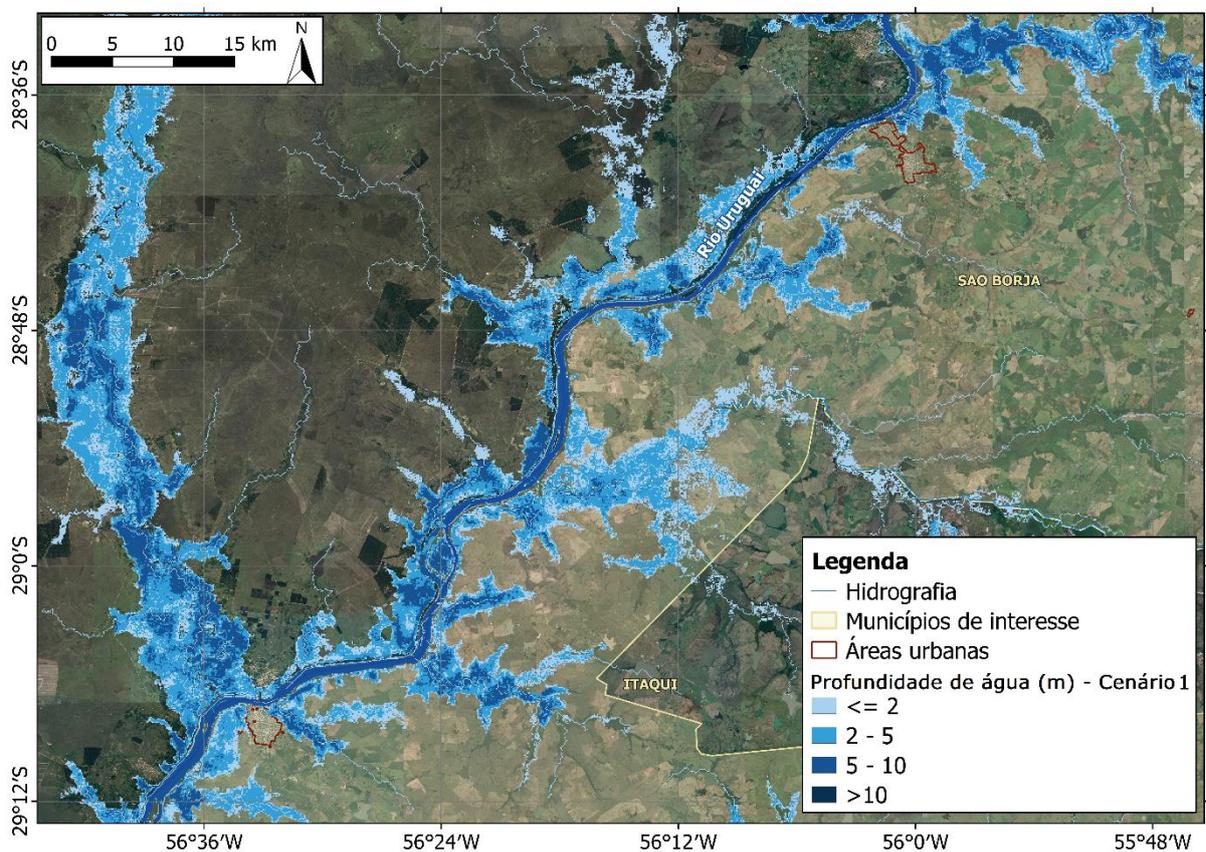


Figura 63. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – Sem rompimento.

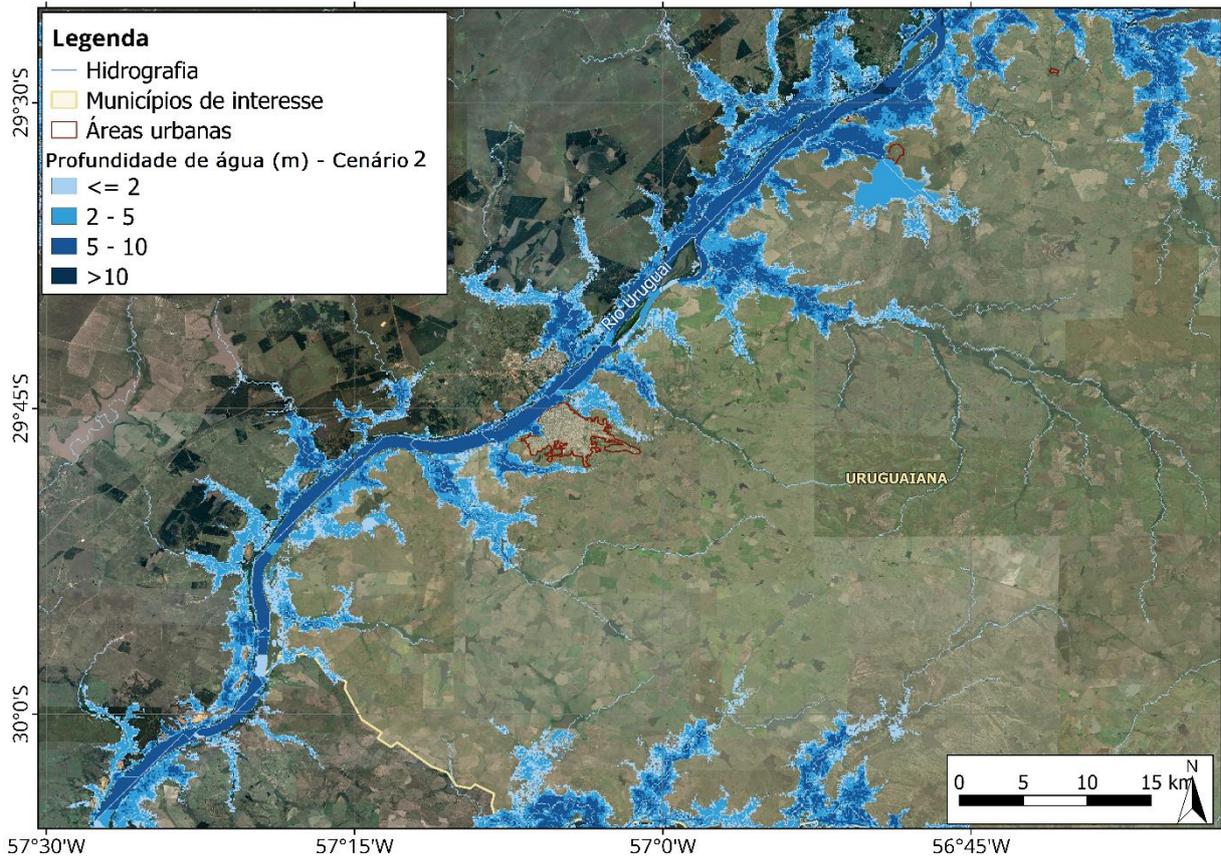


Figura 64. Mancha de inundação máxima em Uruguiana – Cascata rio Uruguai.

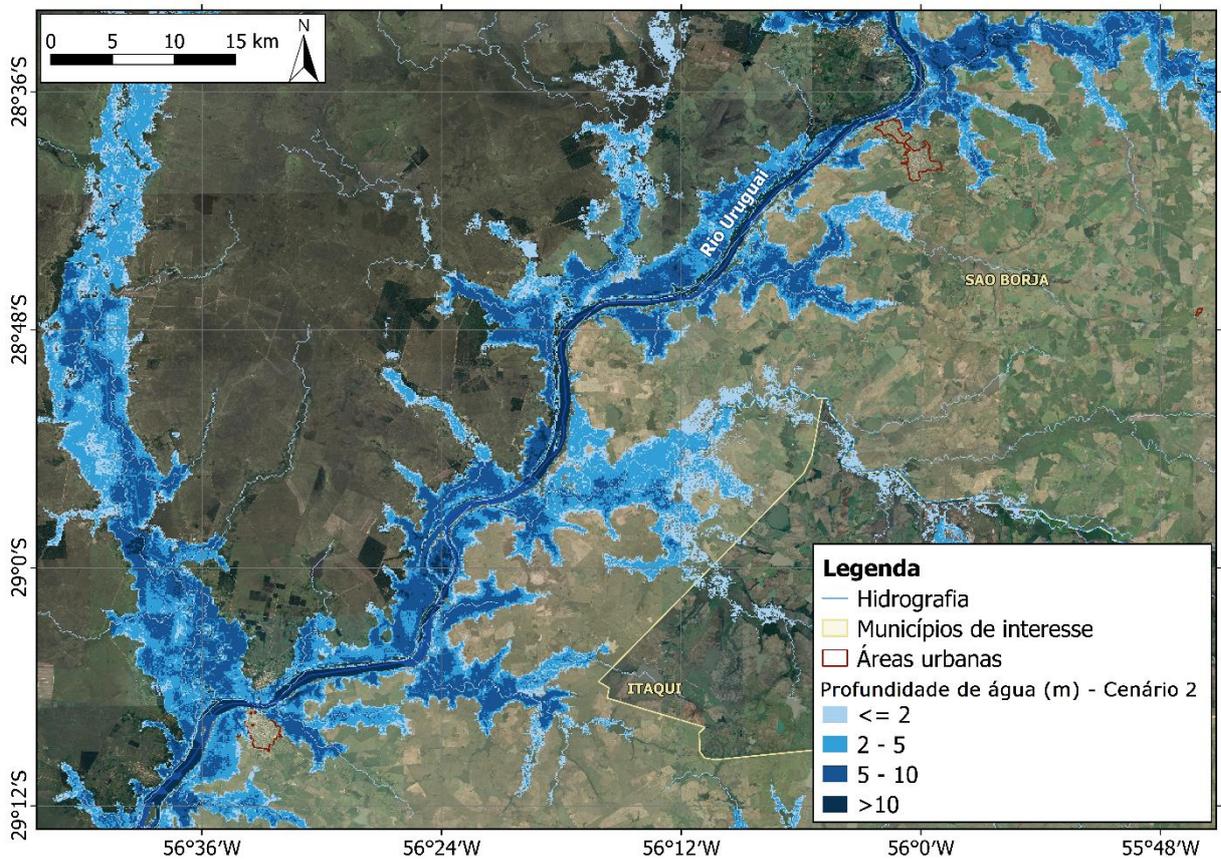


Figura 65. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – Cascata rio Uruguai.

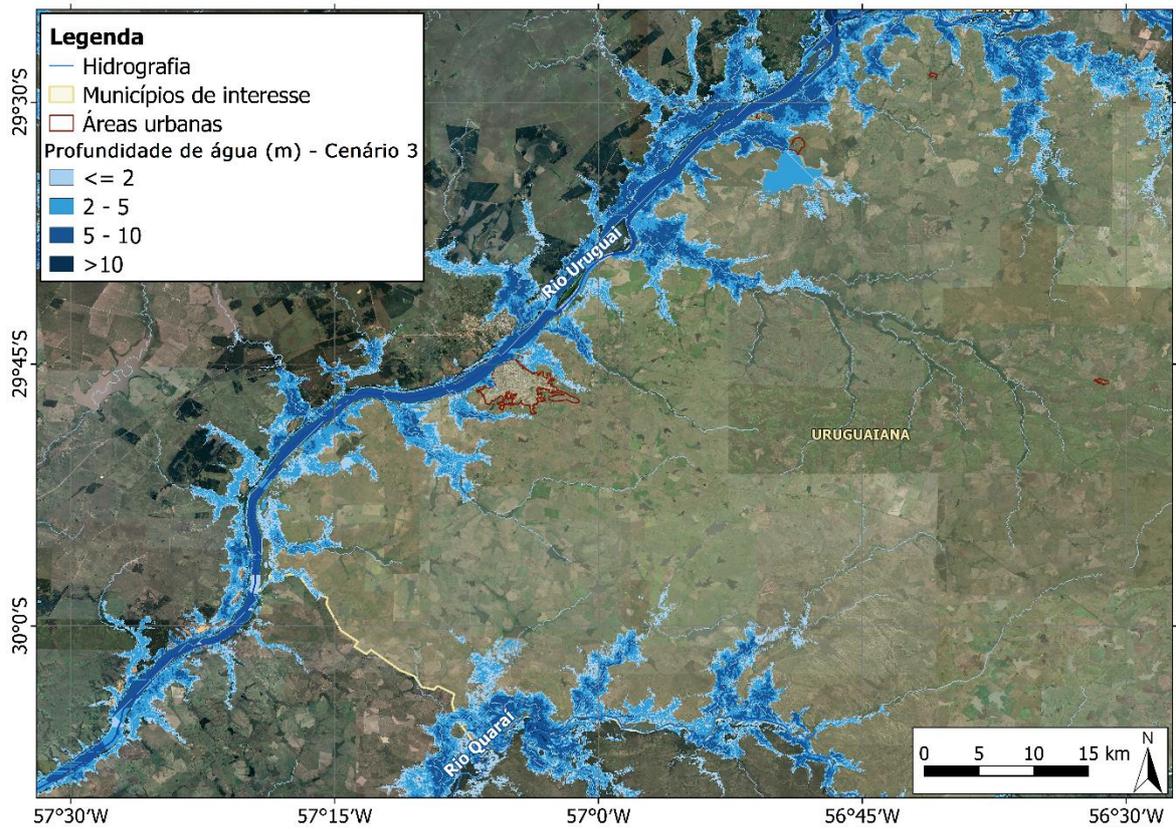


Figura 66. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Cascata rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.

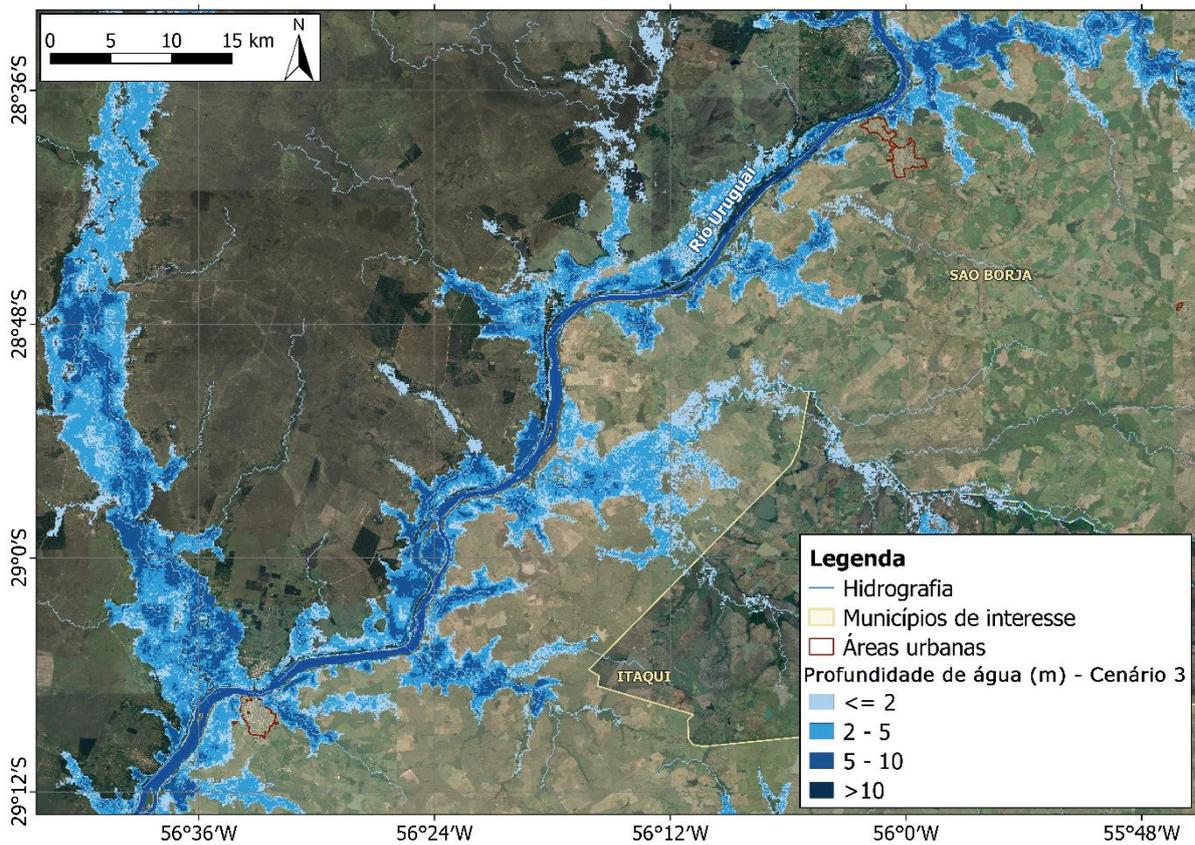


Figura 67. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – Cascata rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.

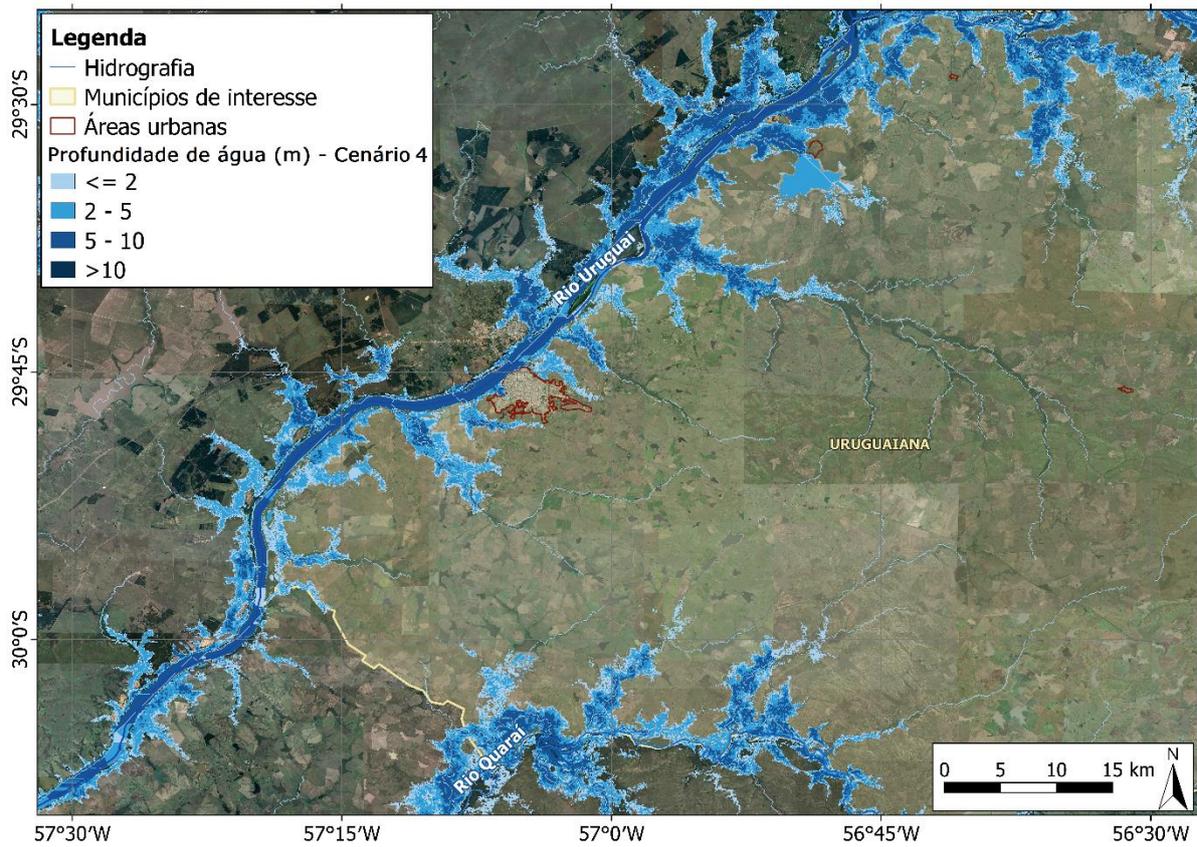


Figura 68. Mancha de inundação máxima em Uruguiana – Rompimento UHE Barra Grande.

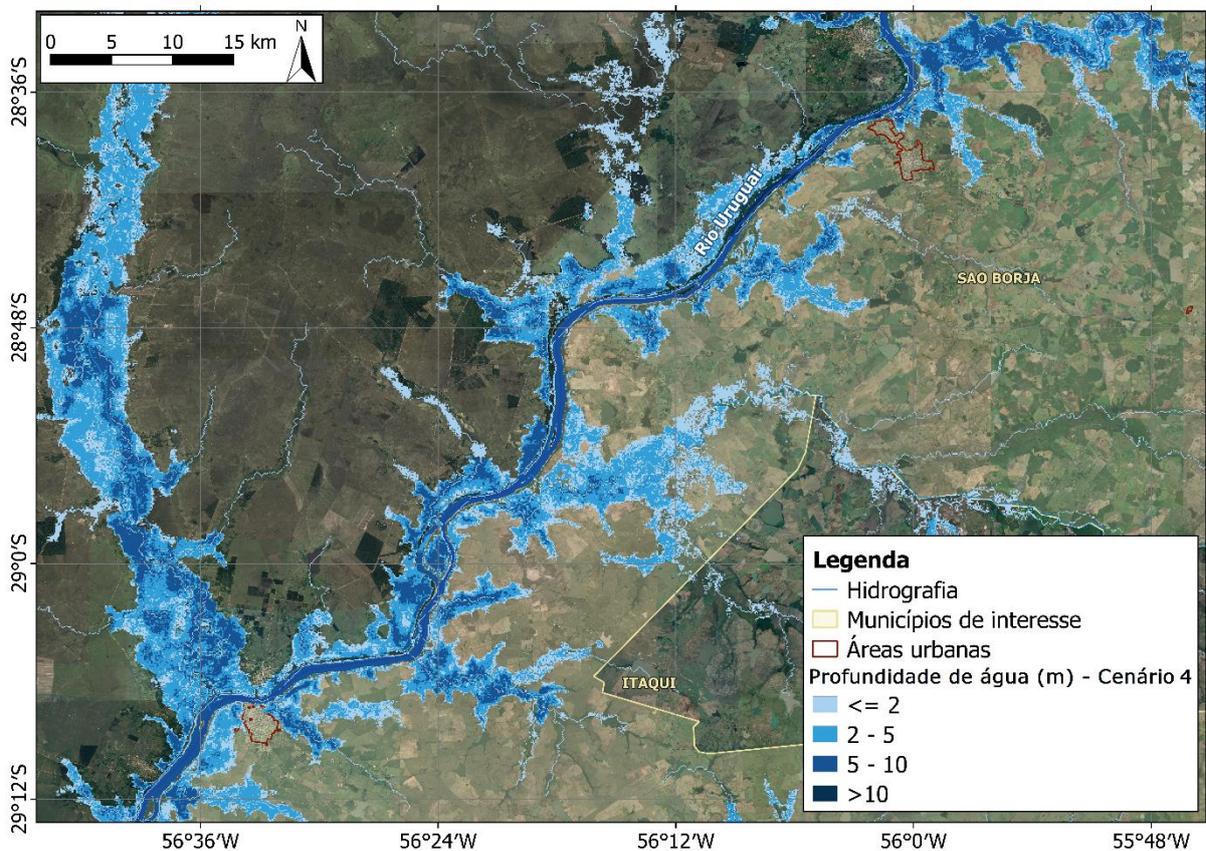


Figura 69. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – UHE Barra Grande.

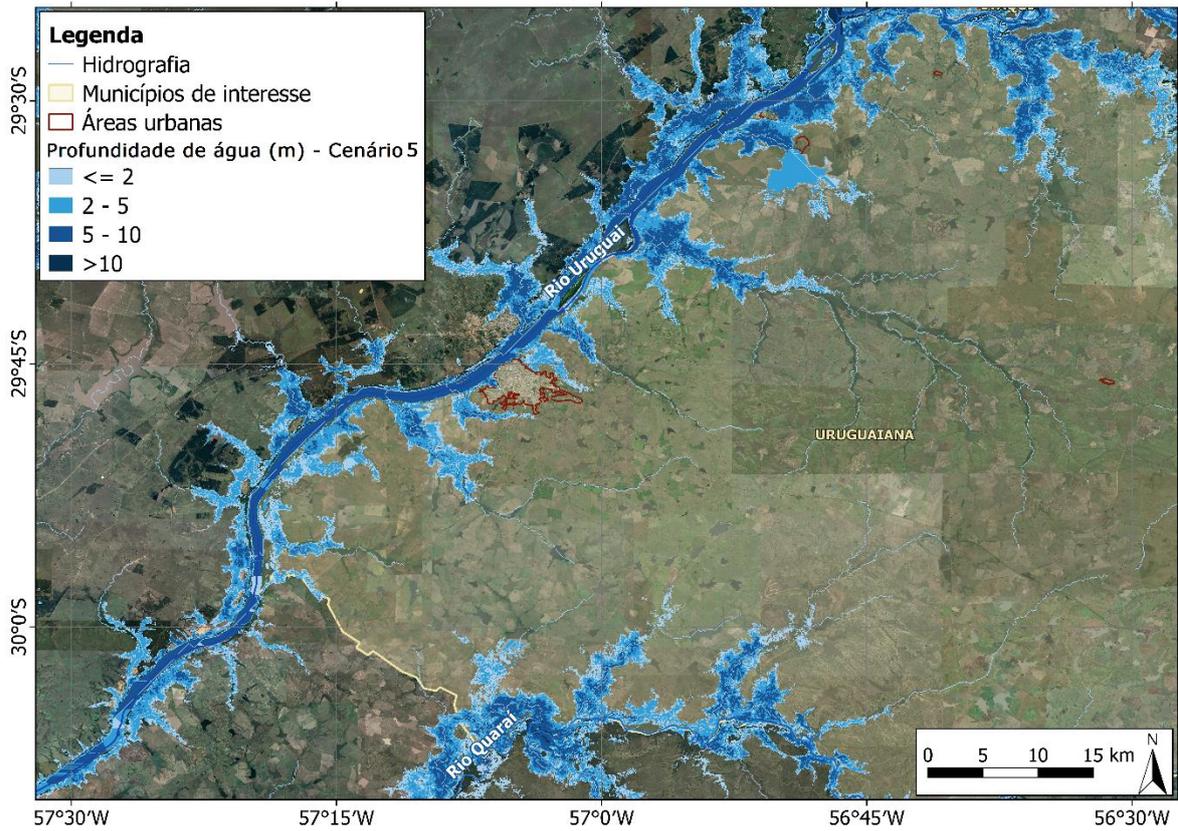


Figura 70. Mancha de inundação máxima em Uruguaiana – Rompimento UHE Foz do Chapecó.

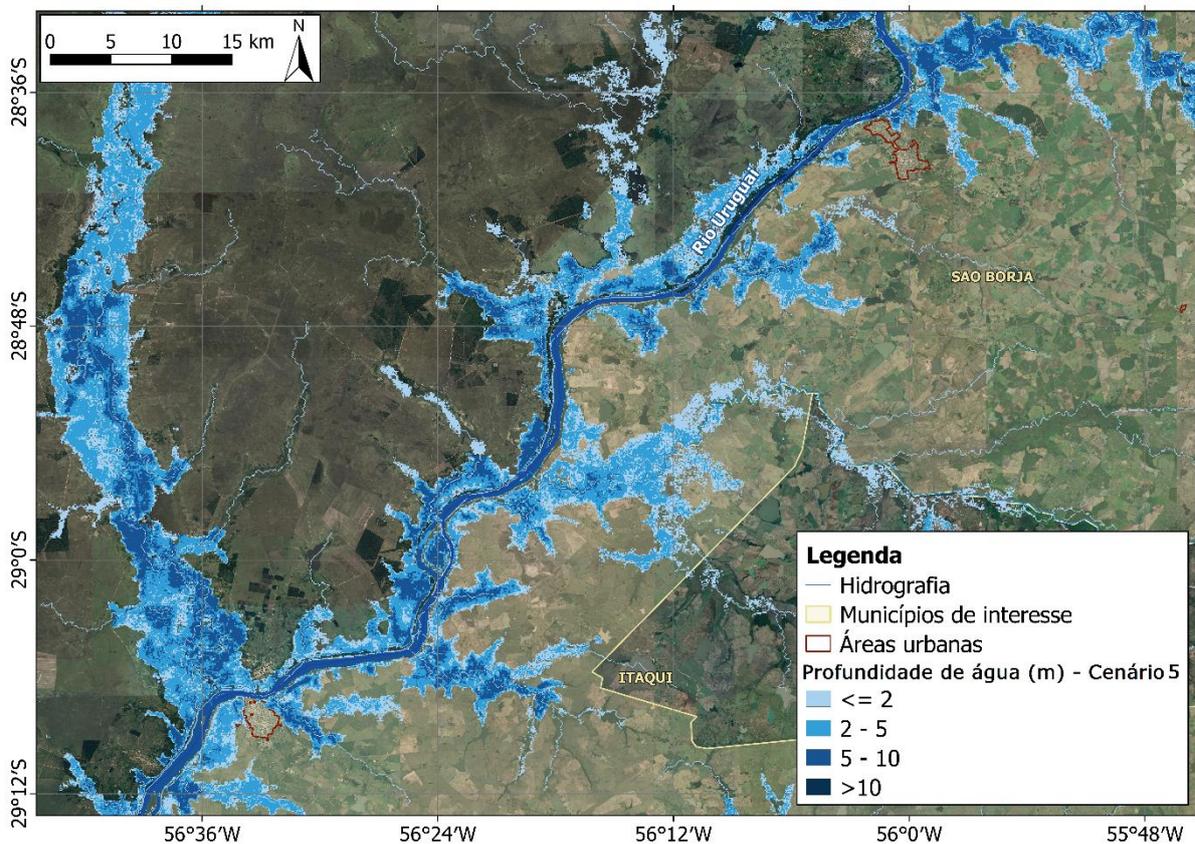


Figura 71. Mancha de inundação máxima em Itaqui e São Borja – UHE Foz do Chapecó.

ANEXO C. COMPARAÇÃO MANCHAS DE INUNDAÇÃO – CENÁRIO 1 E 3

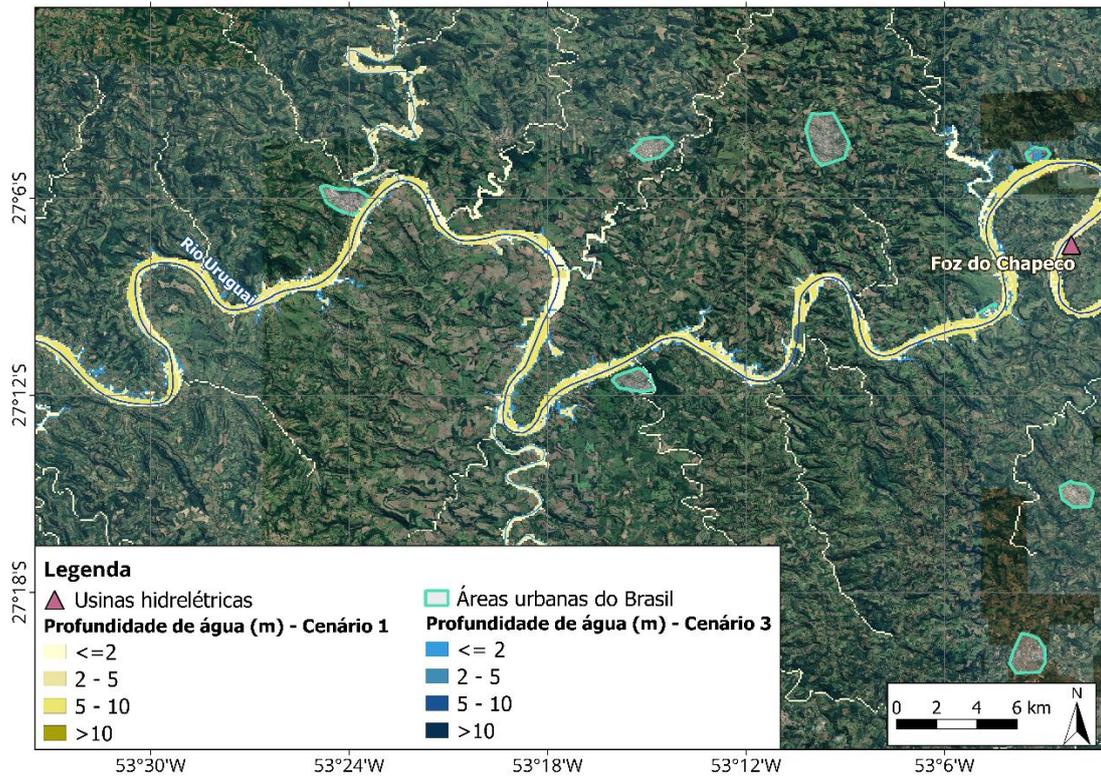


Figura 72. Comparação entre os cenários sem rompimento e da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó.

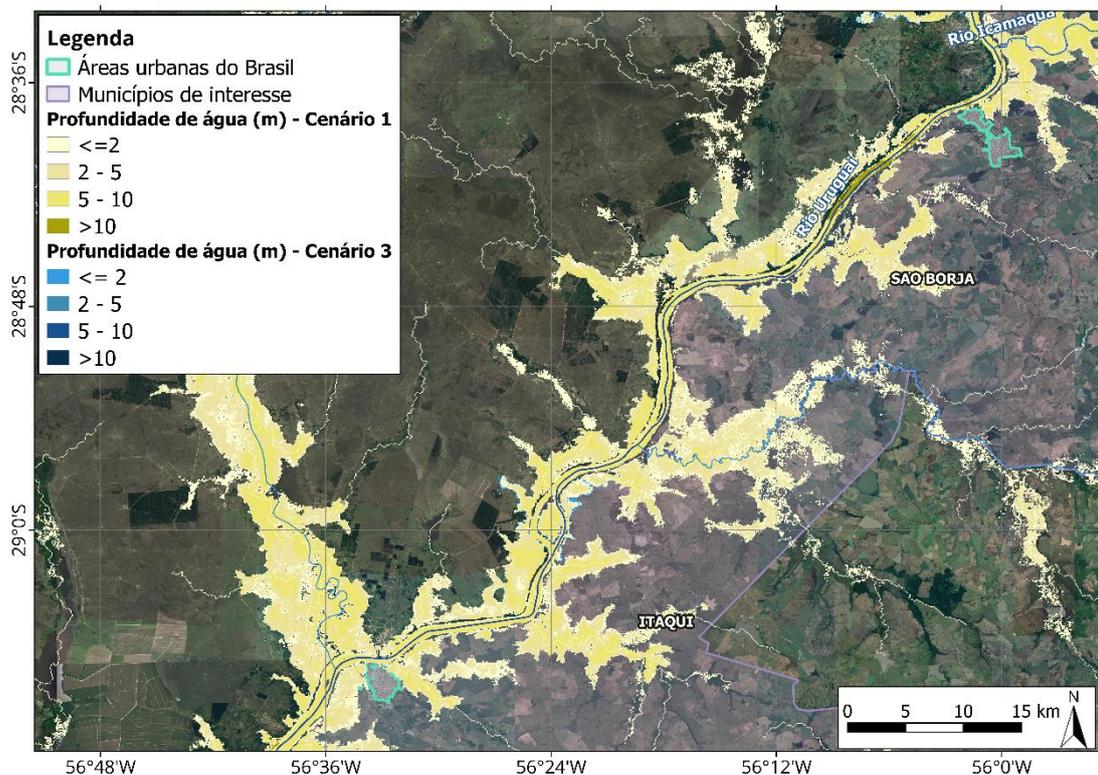


Figura 73. Comparação entre os cenários sem rompimento e da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó, em Itaqui e São Borja.

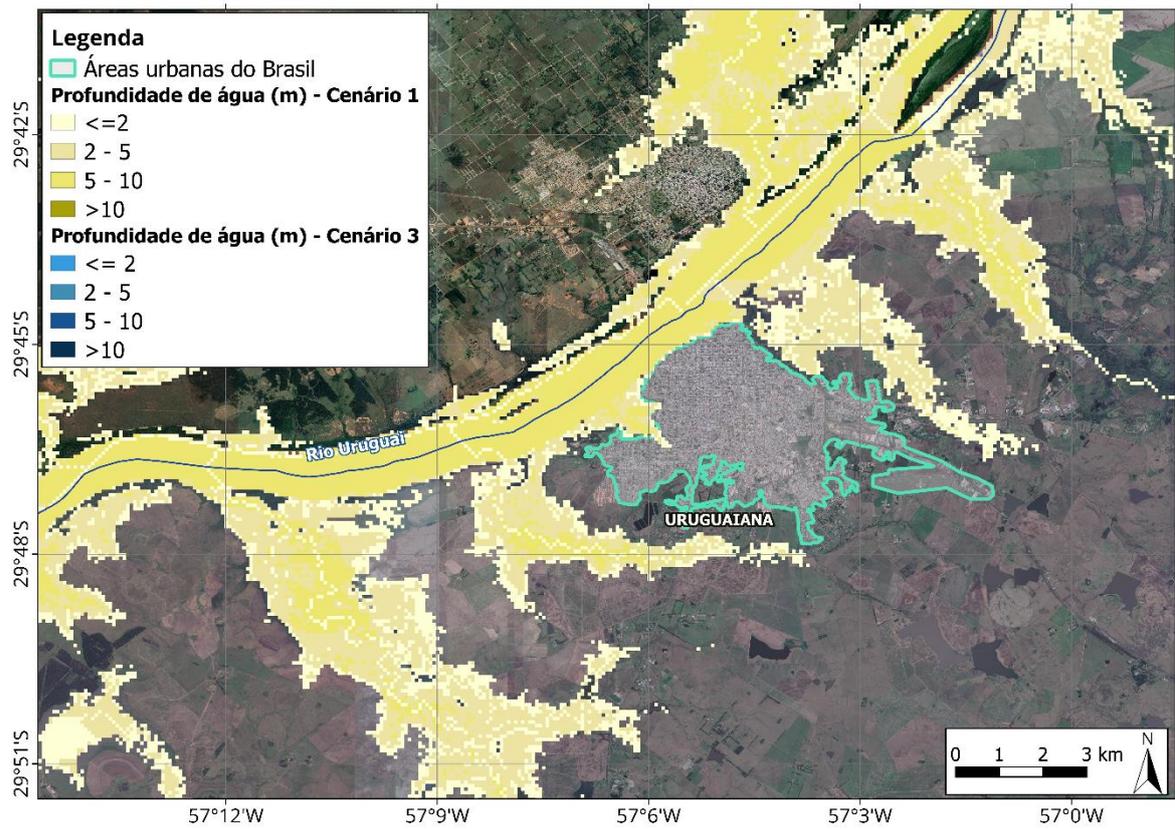


Figura 74. Comparação entre os cenários sem rompimento e da cascata do rio Passo Fundo e UHE Foz do Chapecó, em Uruguaiana.

ANEXO D. PROFUNDIDADES RESULTANTES

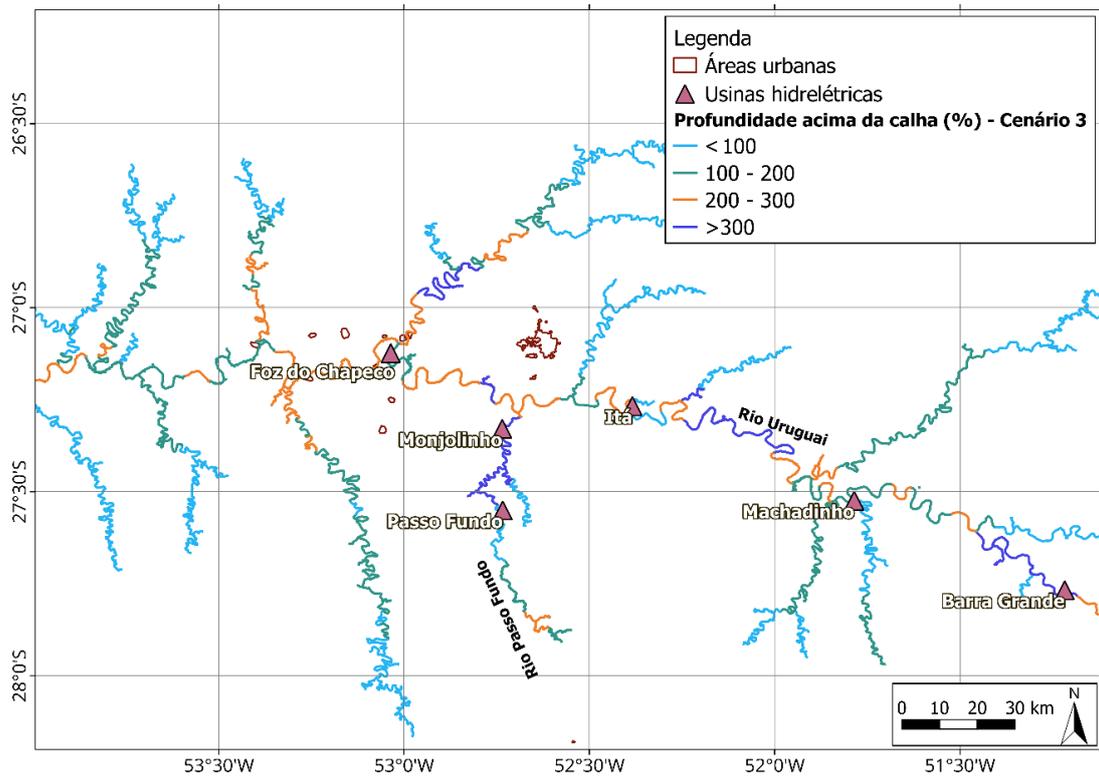


Figura 75. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 3, nos trechos próximos às UHEs.

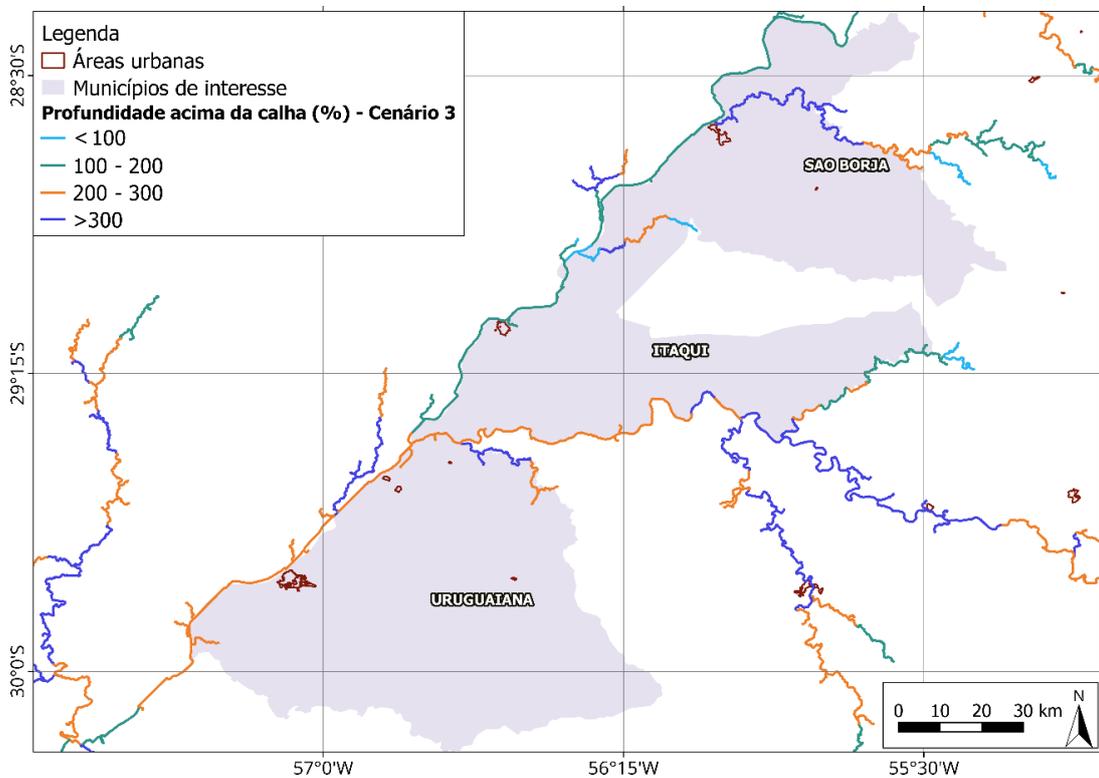


Figura 76. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 3, nos trechos próximos aos municípios de interesse.

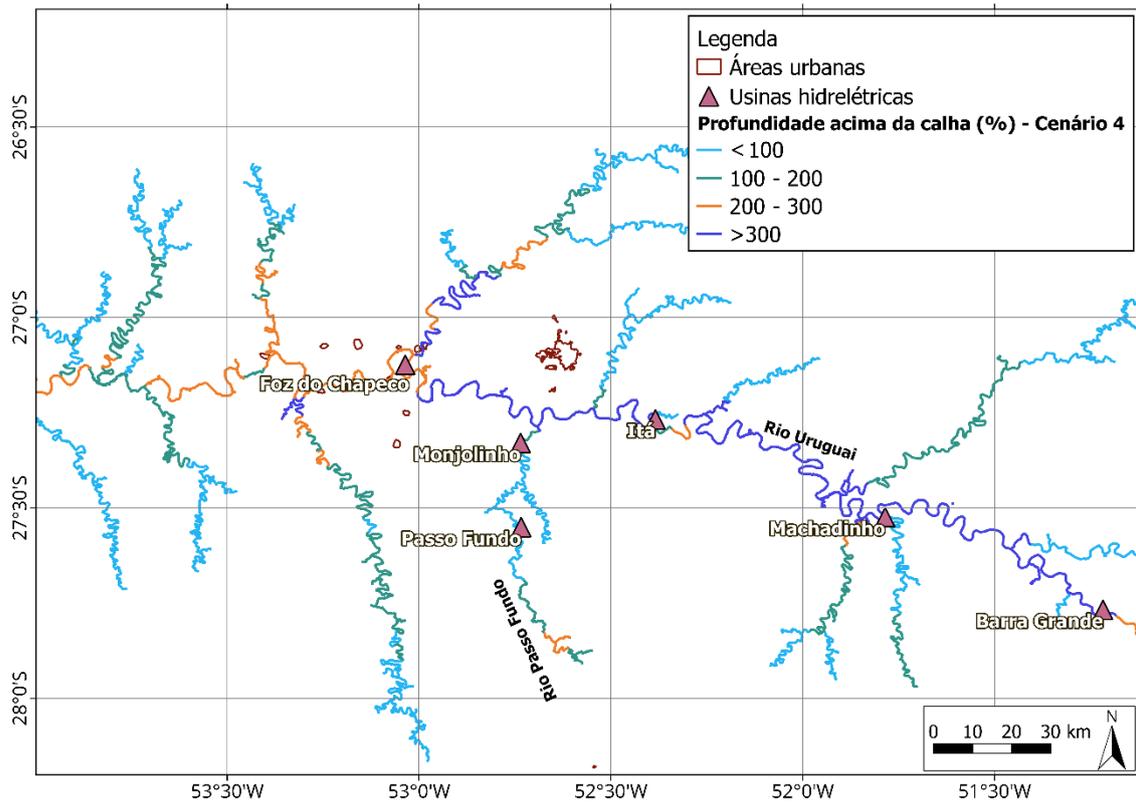


Figura 77. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 4, nos trechos próximos às UHEs.

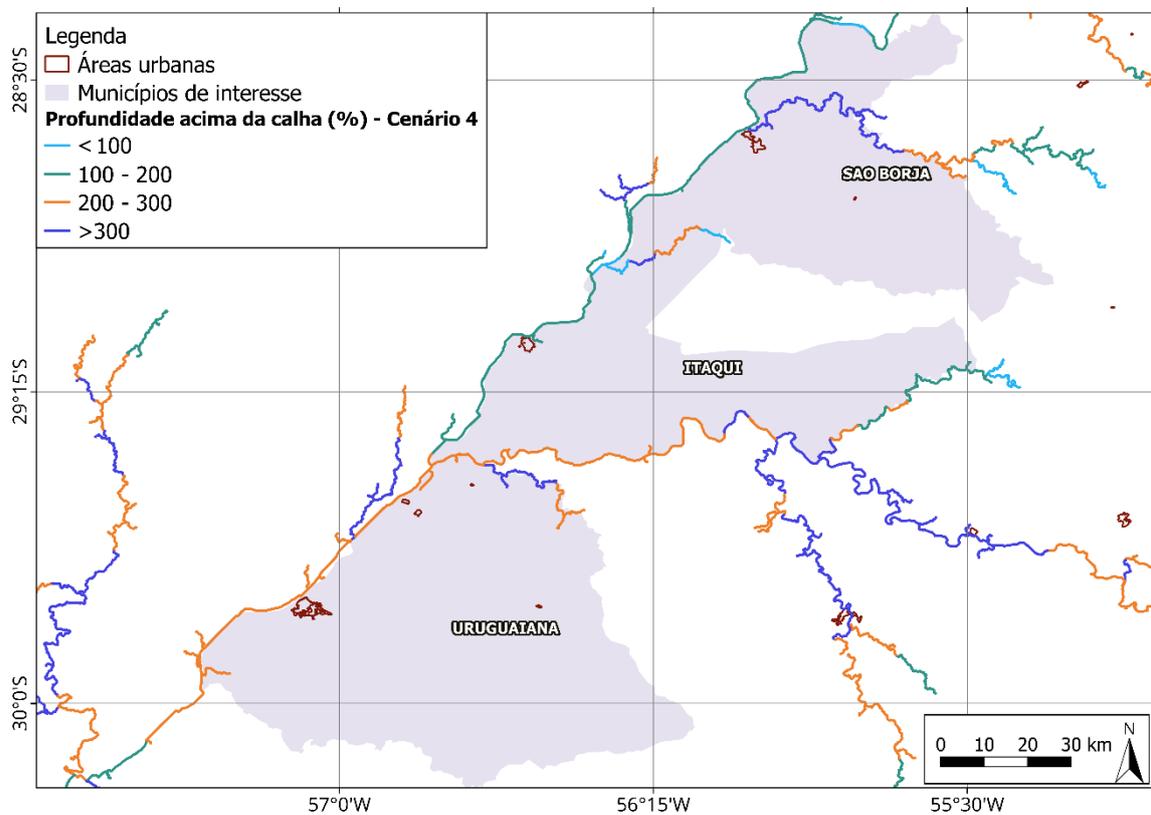


Figura 78. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 4, nos trechos próximos aos municípios de interesse.

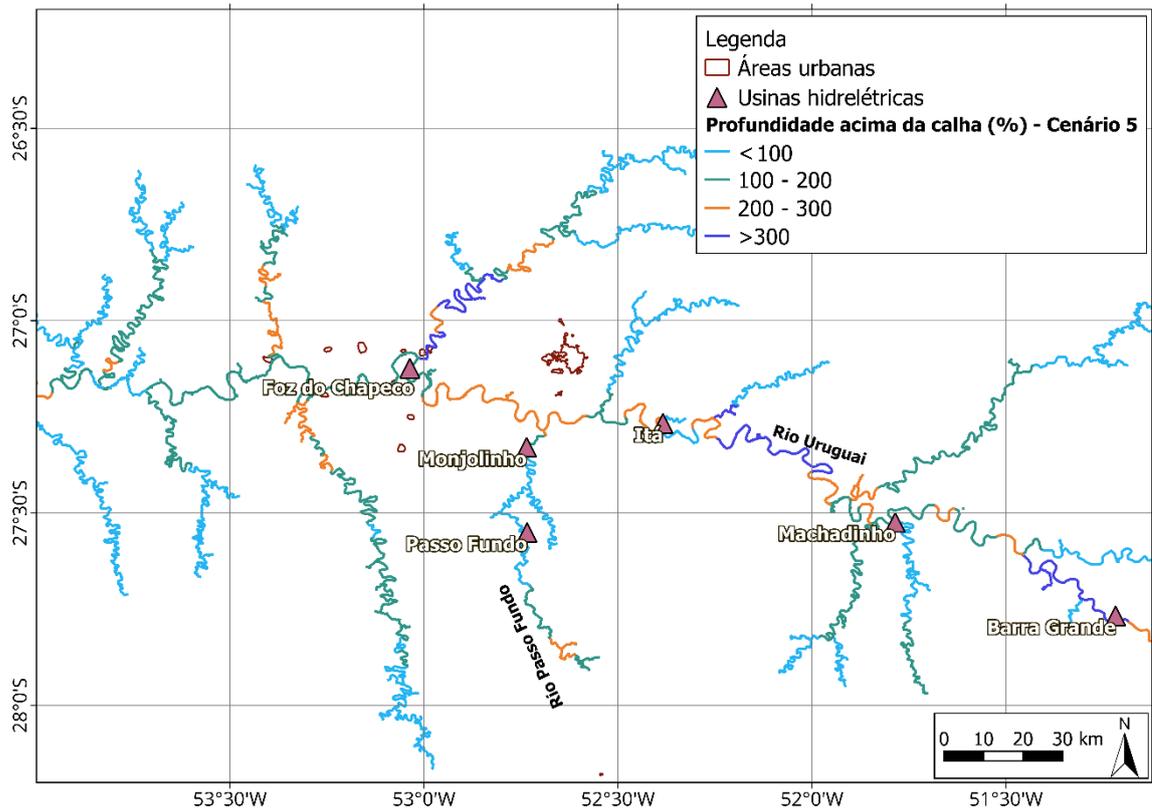


Figura 79. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 5, nos trechos próximos às UHEs.

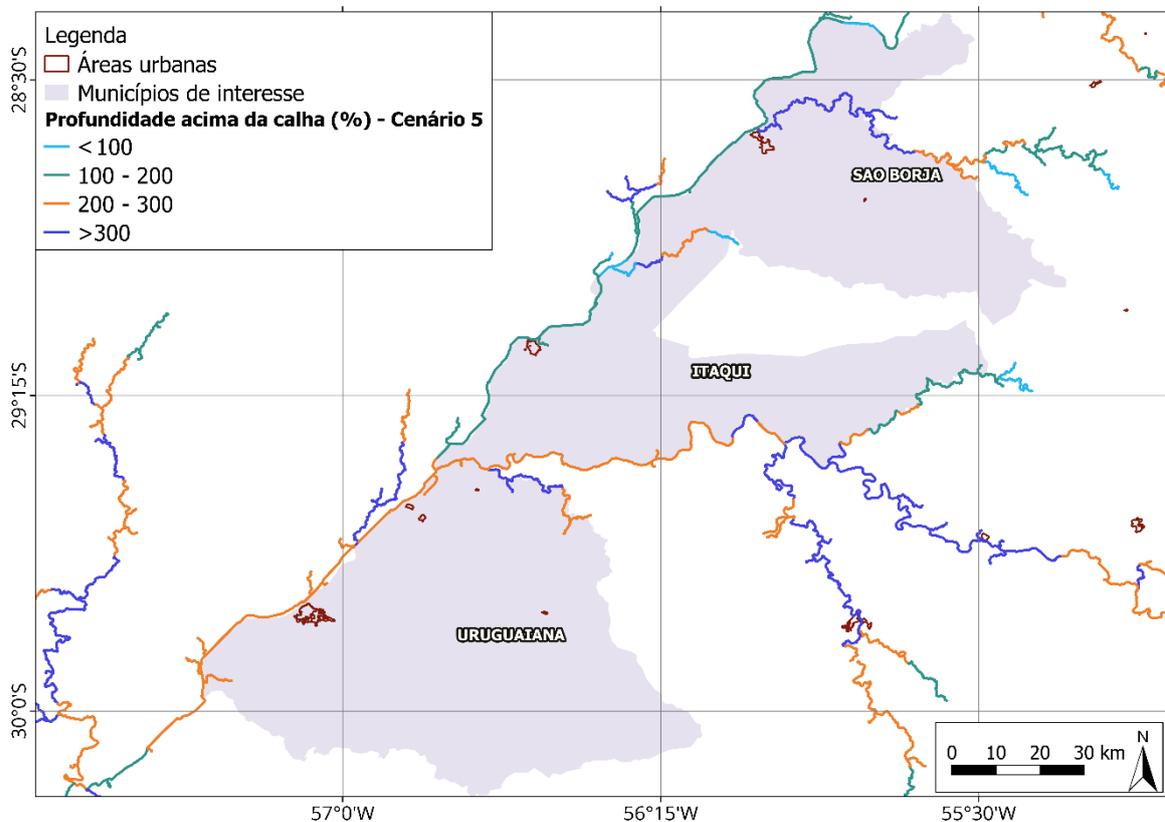


Figura 80. Profundidades acima da calha cheia do rio para o cenário 5, nos trechos próximos aos municípios de interesse.

ANEXO E. VAZÕES DE PICO RESULTANTES

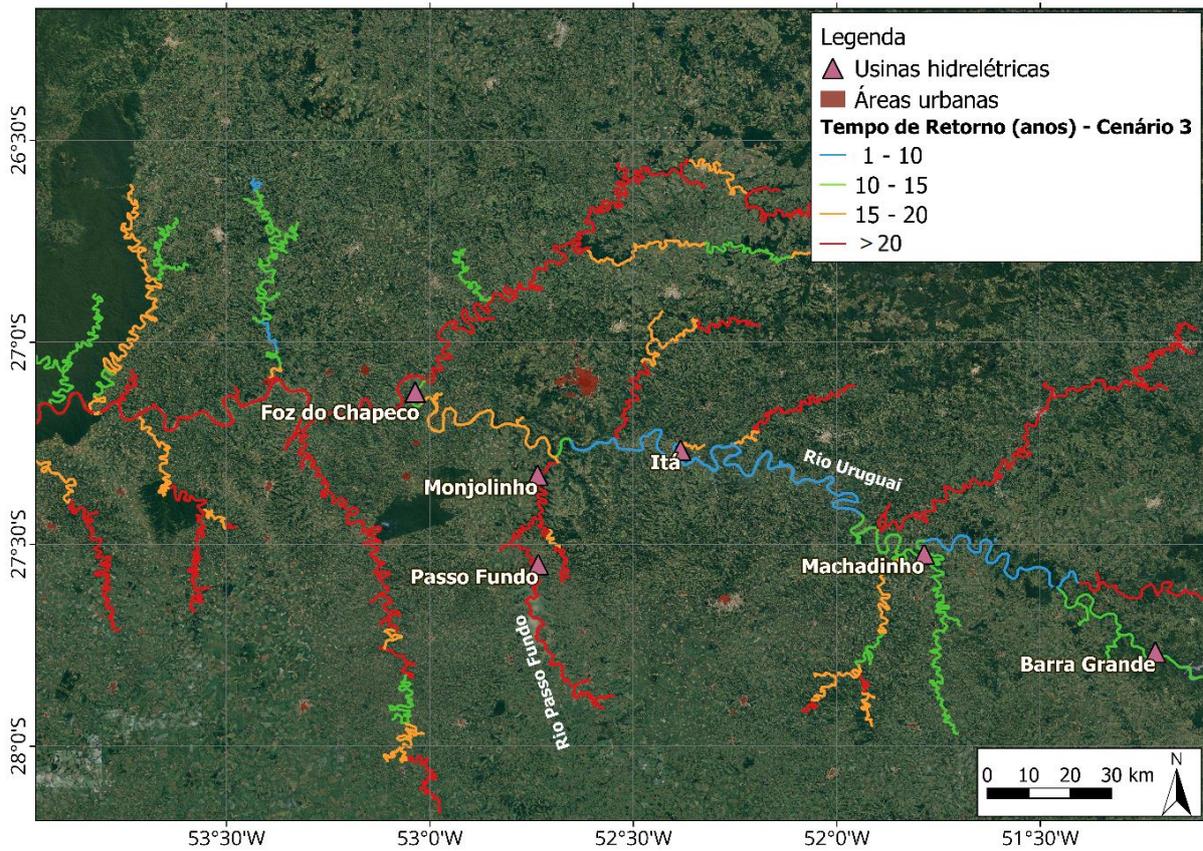


Figura 81. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 3, nas UHEs.

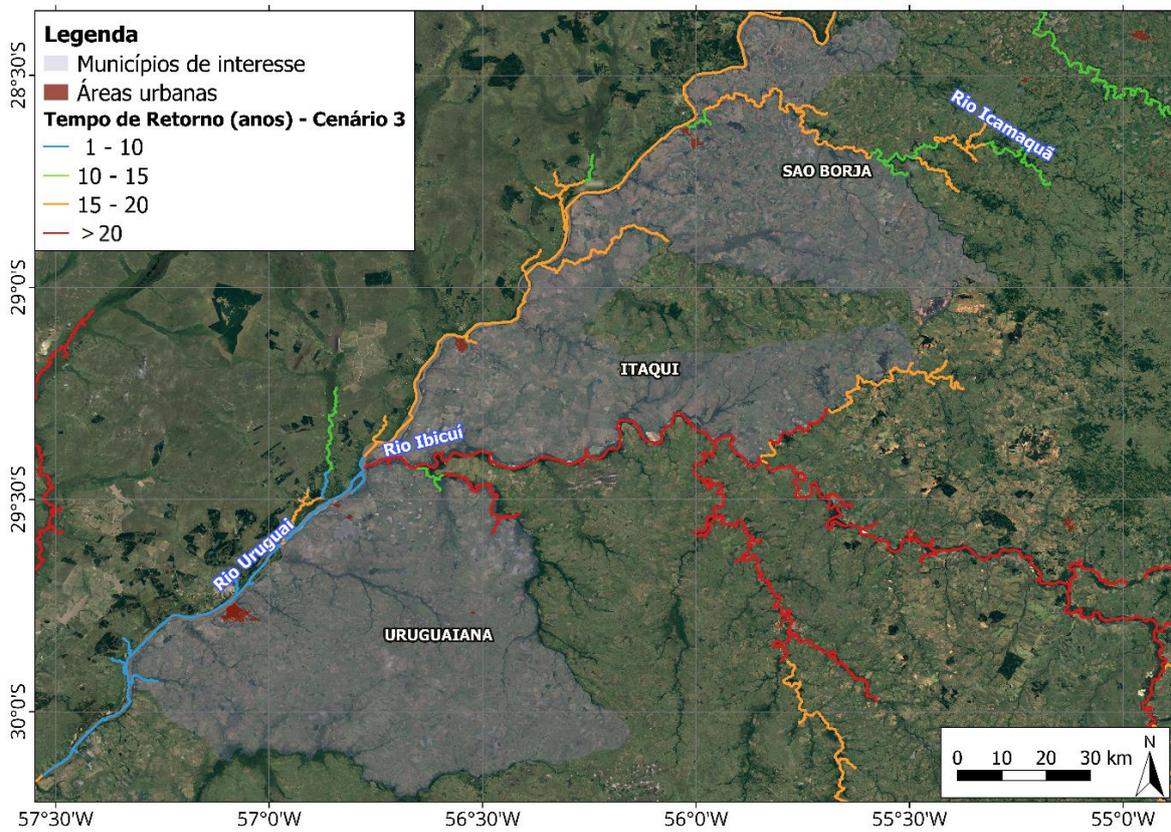


Figura 82. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 3, nos municípios de interesse.

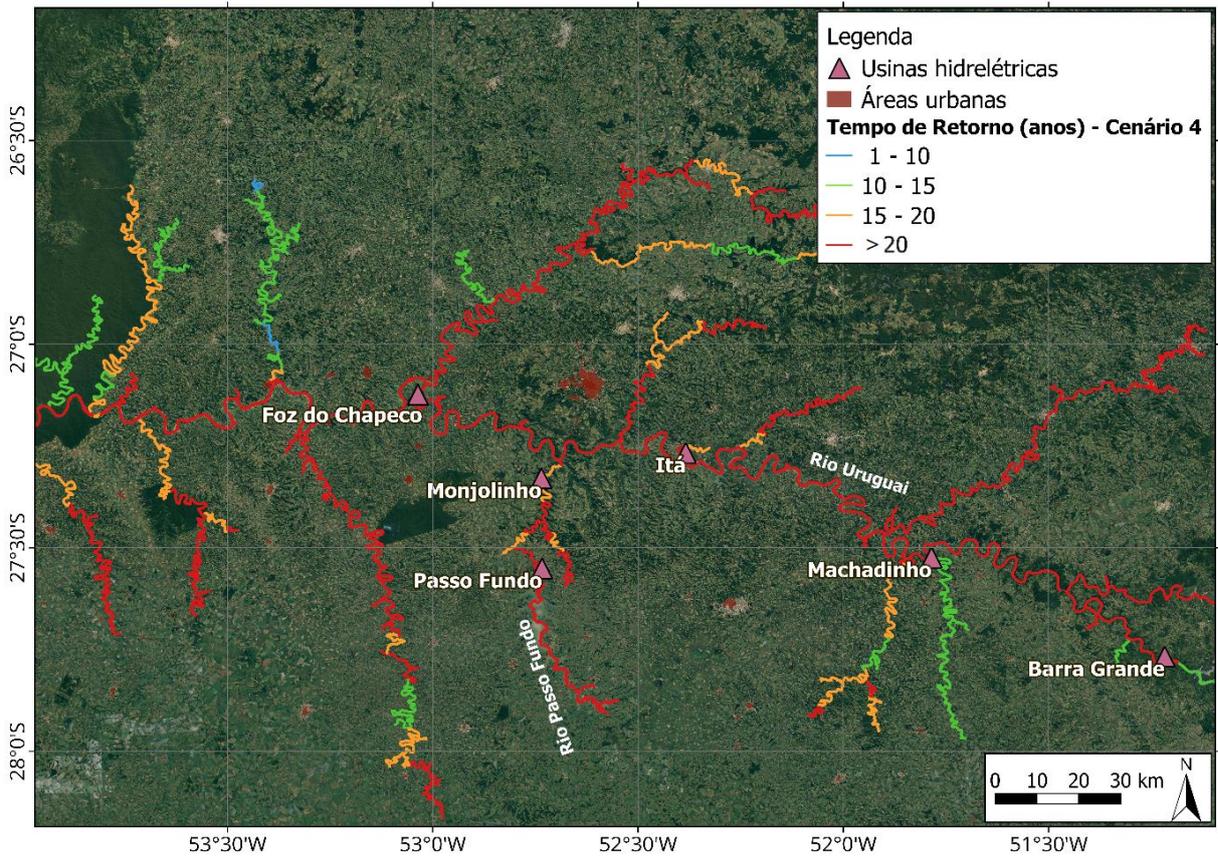


Figura 83. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 4, nas UHEs.

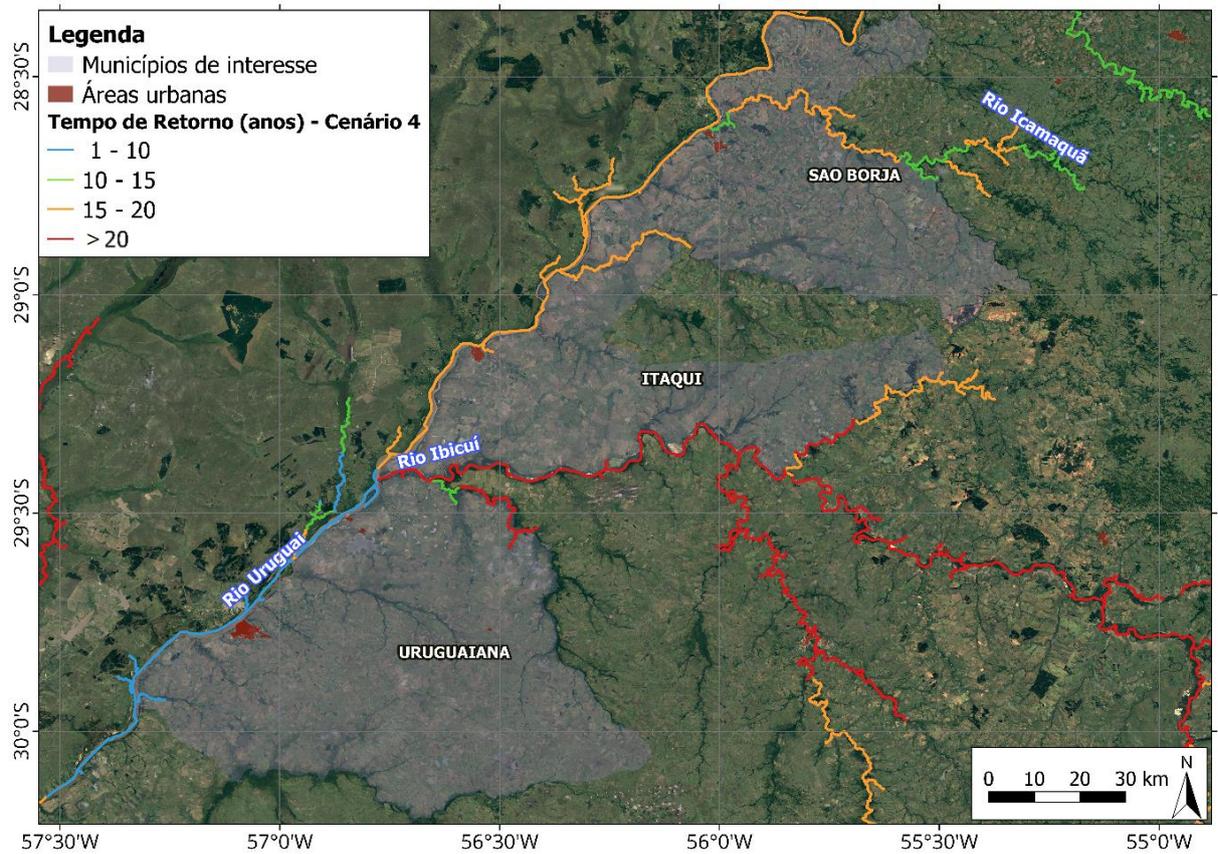


Figura 84. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 4, nos municípios de interesse.

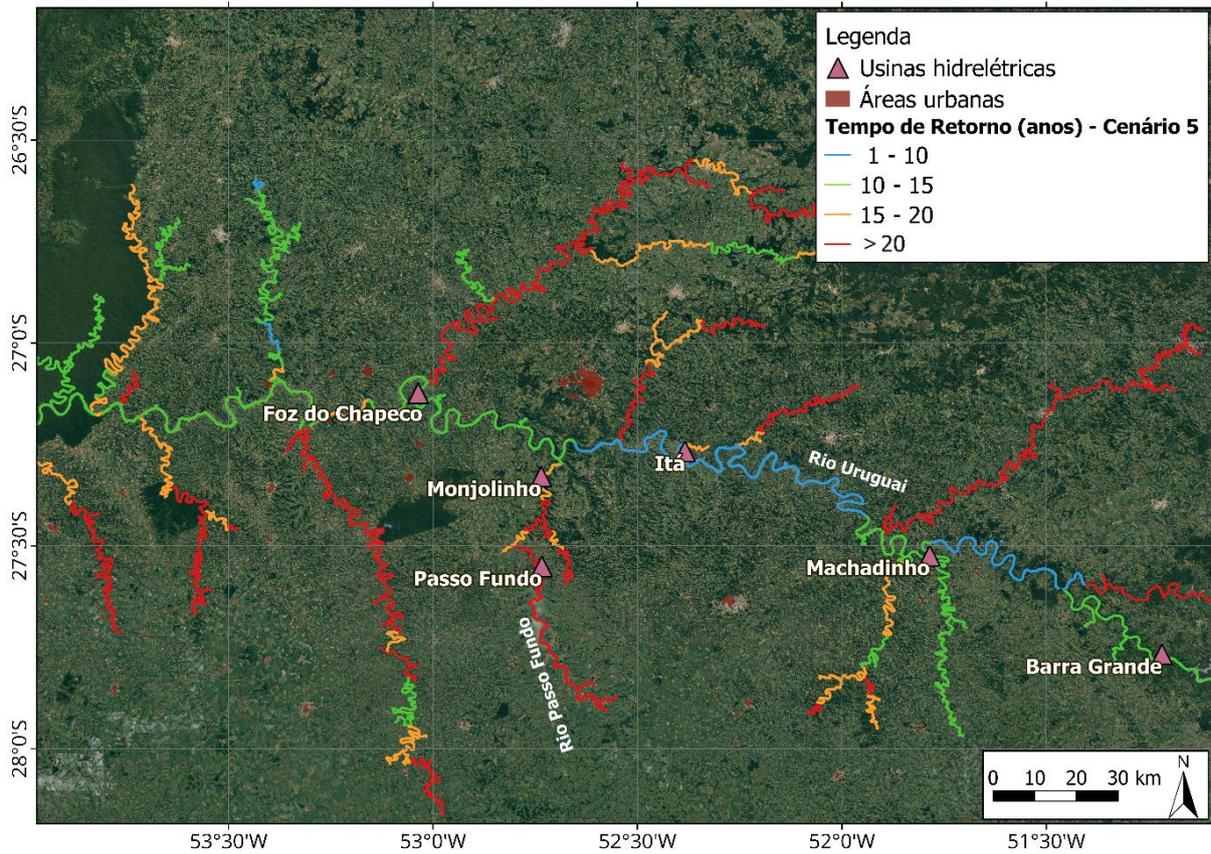


Figura 85. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 5, nas UHEs.

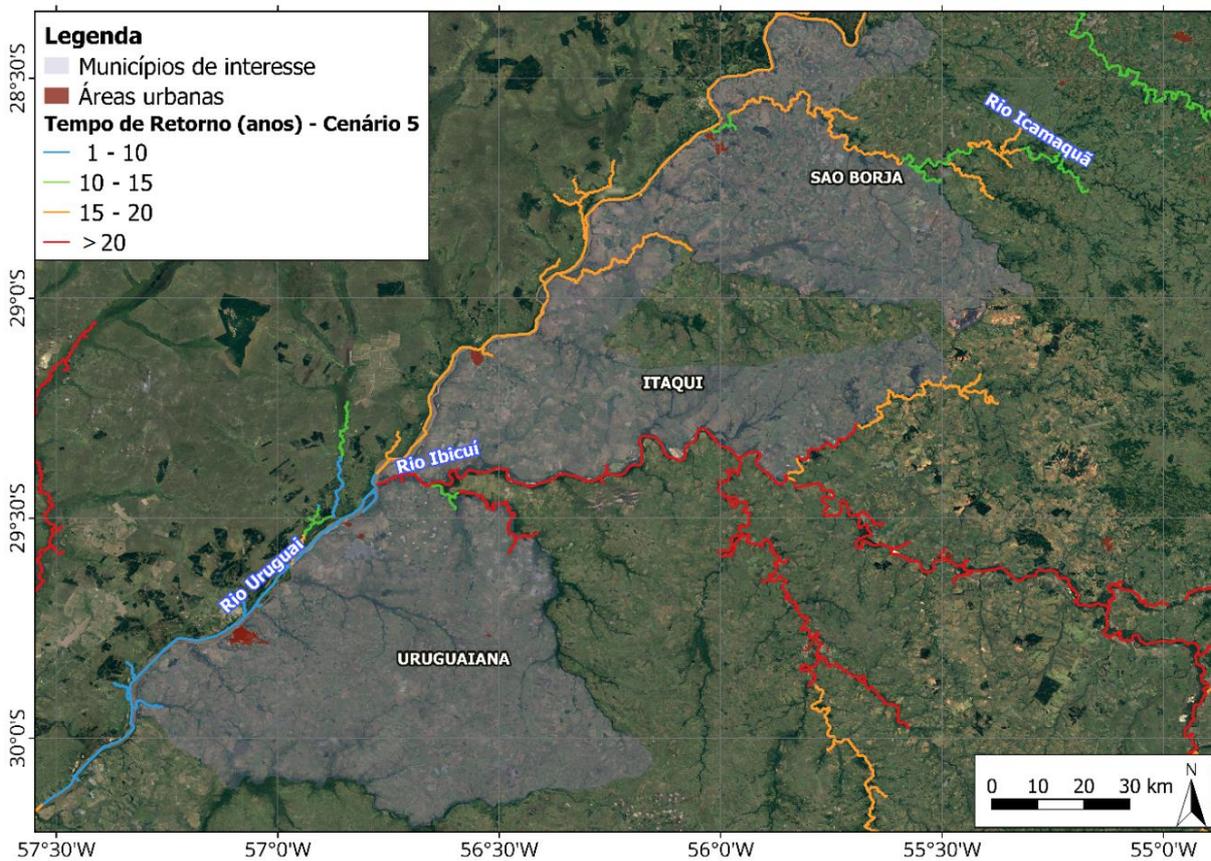


Figura 86. Tempo de Retorno (anos) para o cenário 5, nos municípios de interesse.

ANEXO F. HIDROGRAMAS - ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

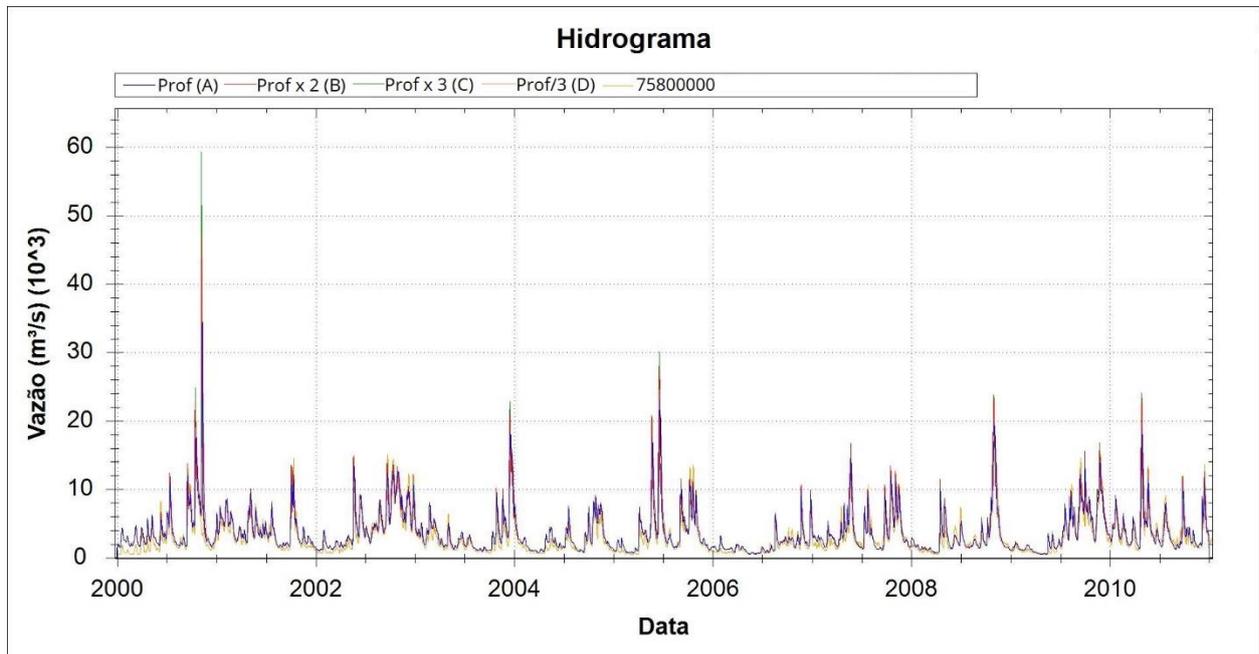


Figura 87. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 2, em São Borja.

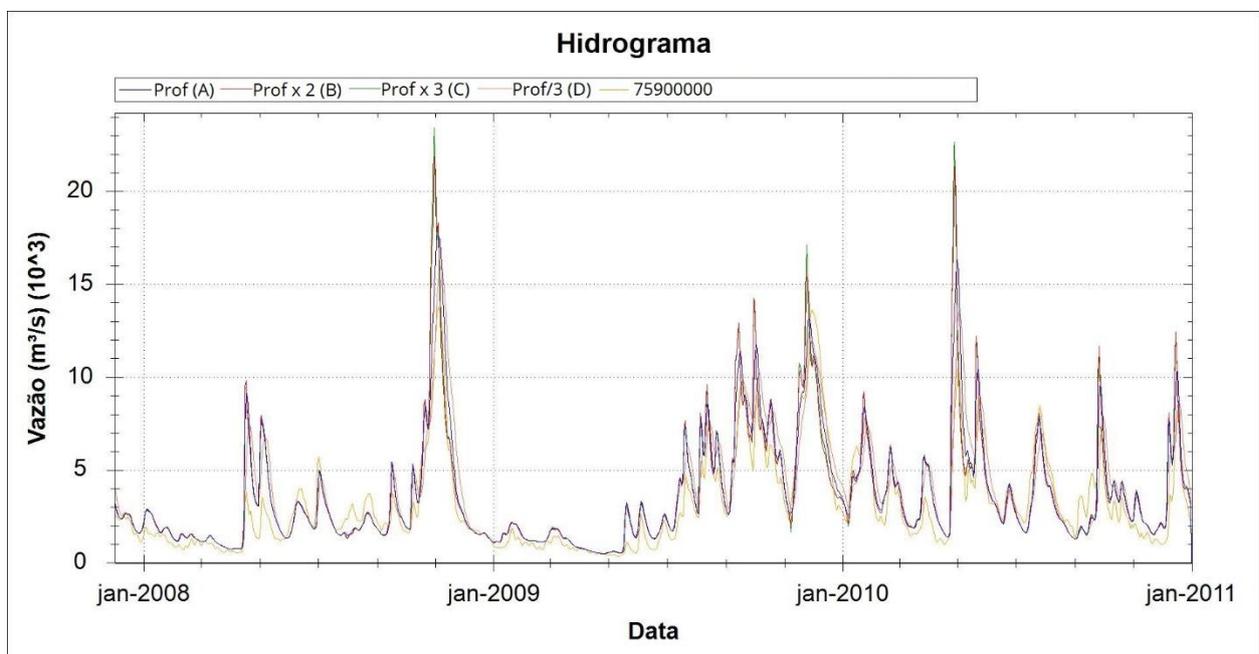


Figura 88. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 2, em Itaqui.

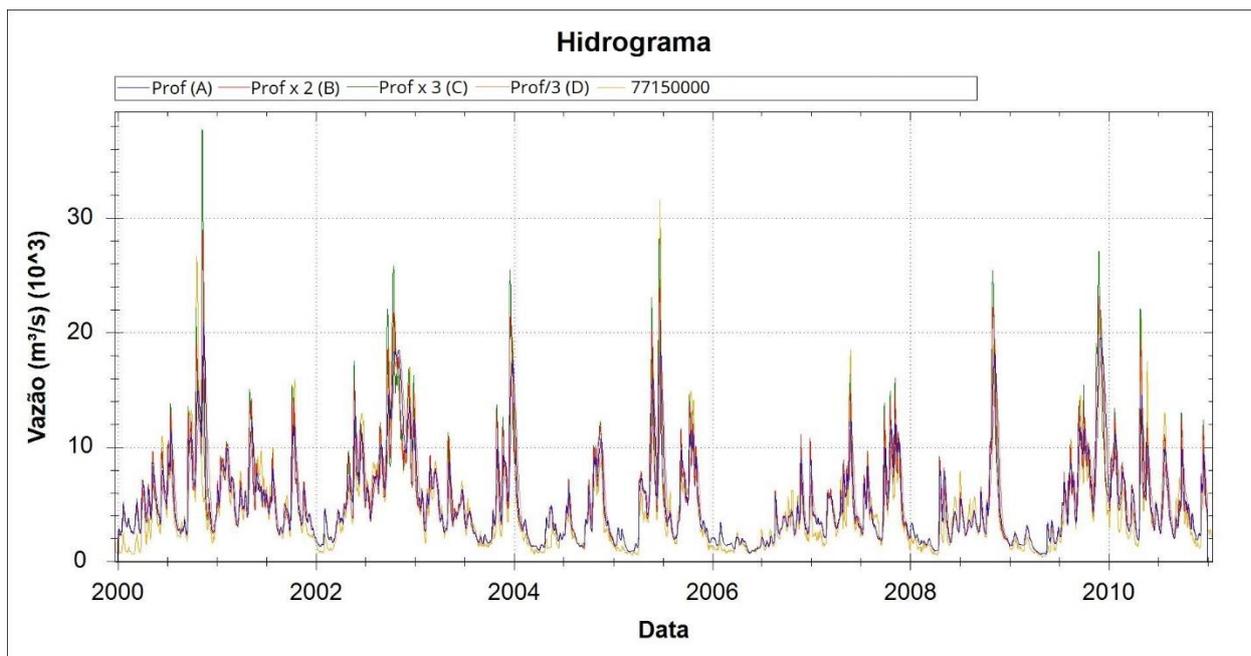


Figura 89. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 2, em Uruguiana.

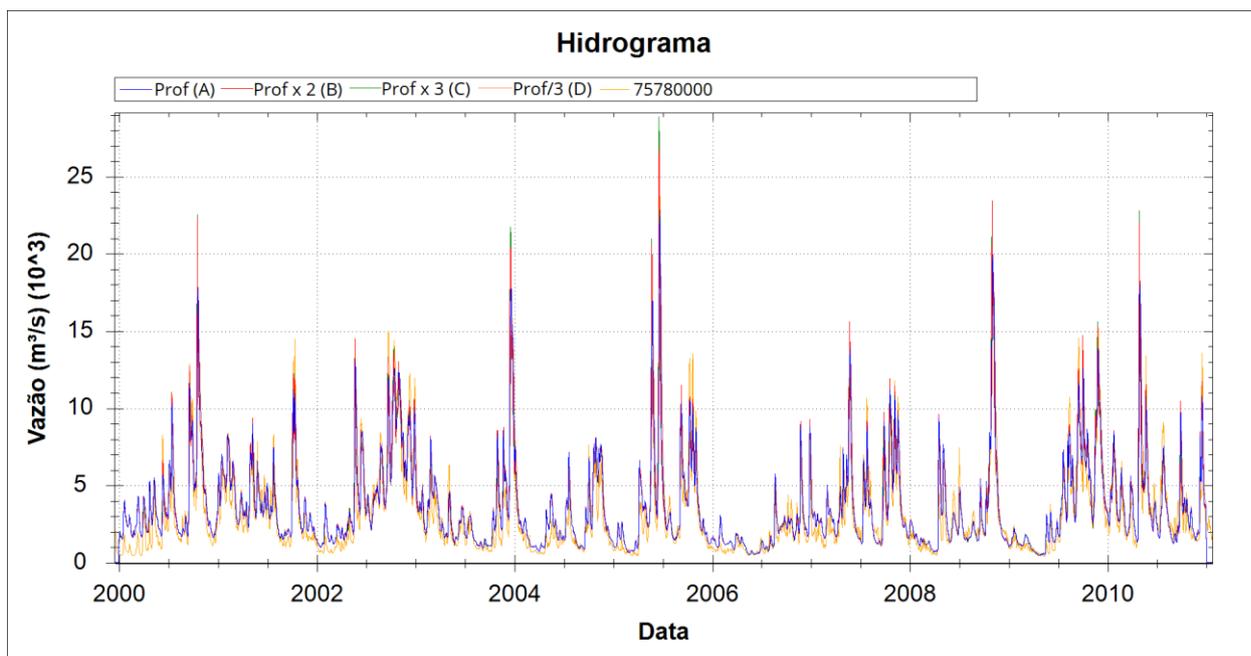


Figura 90. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em São Borja.

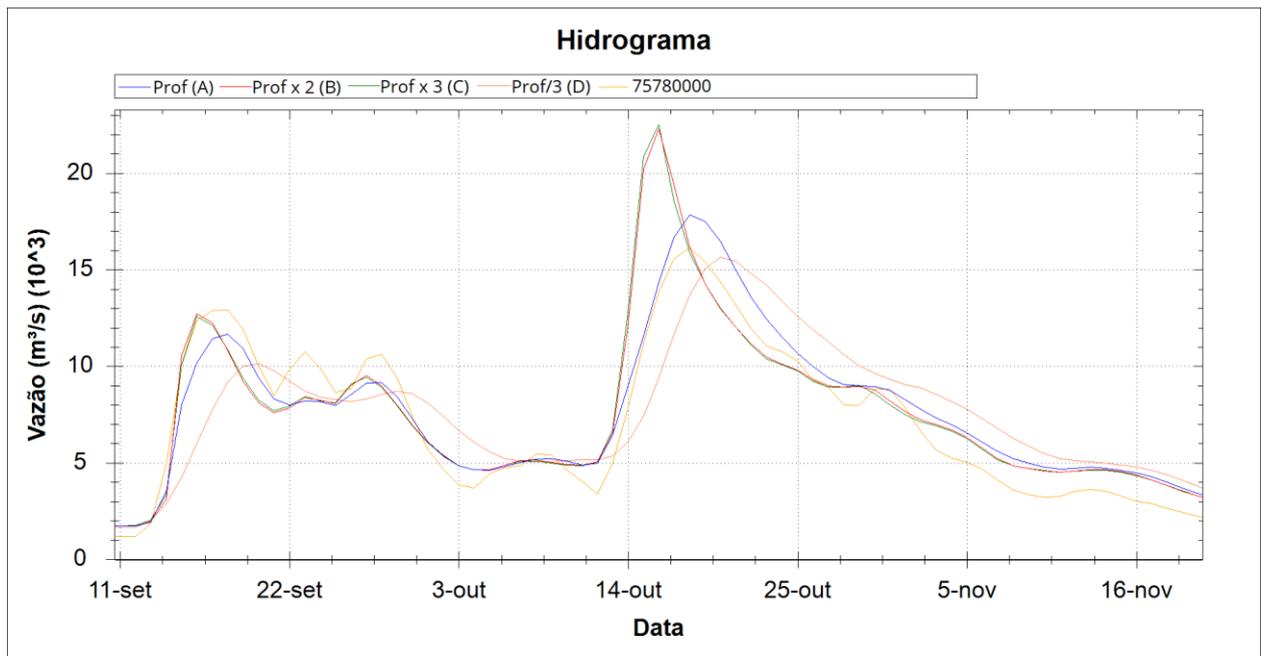


Figura 91. Detalhe dos hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em São Borja.

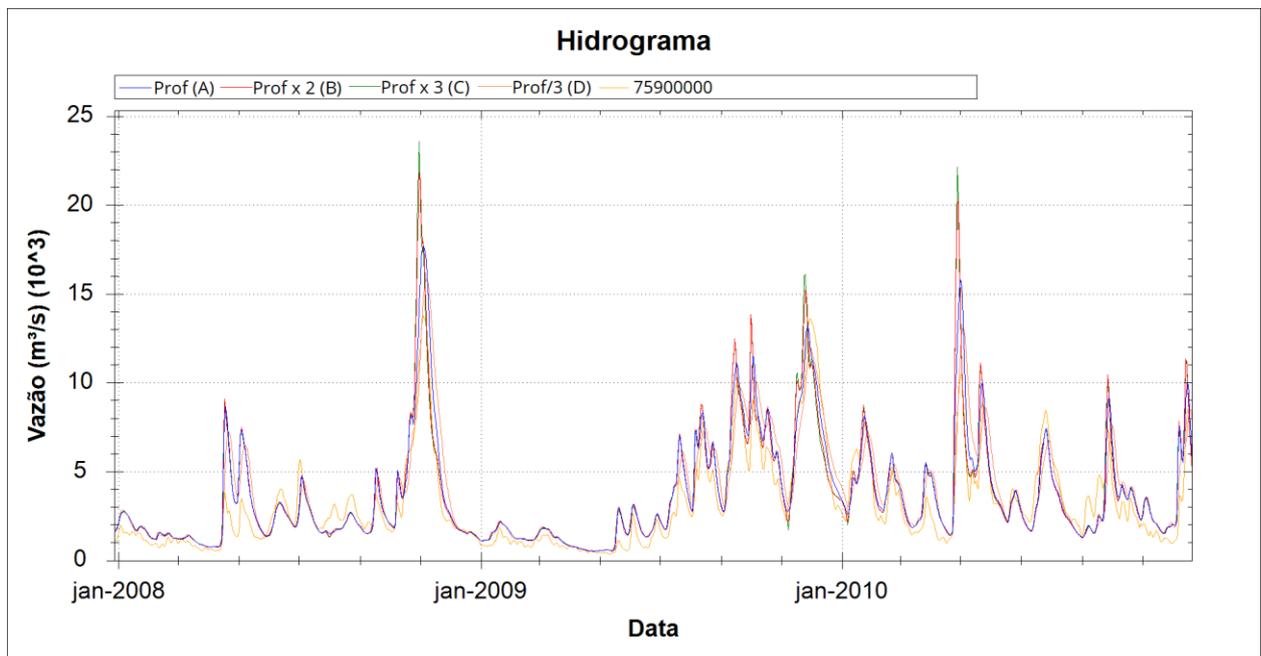


Figura 92. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Itaquí.

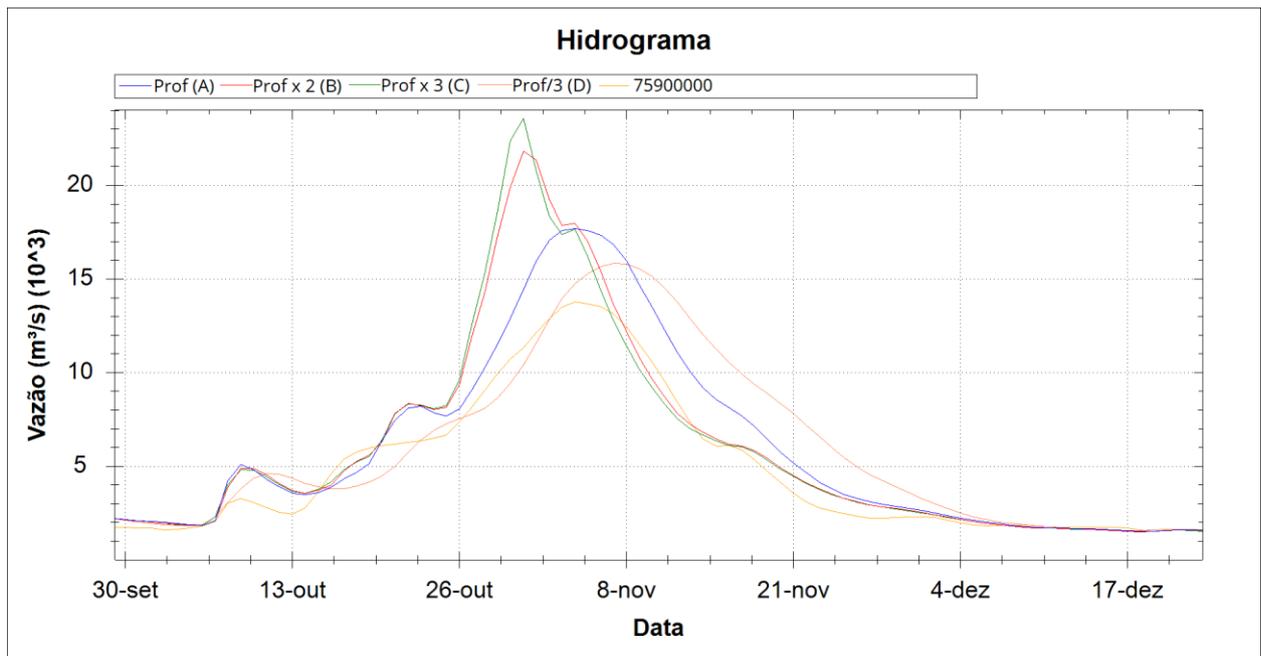


Figura 93. Detalhe dos hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Itaqui.

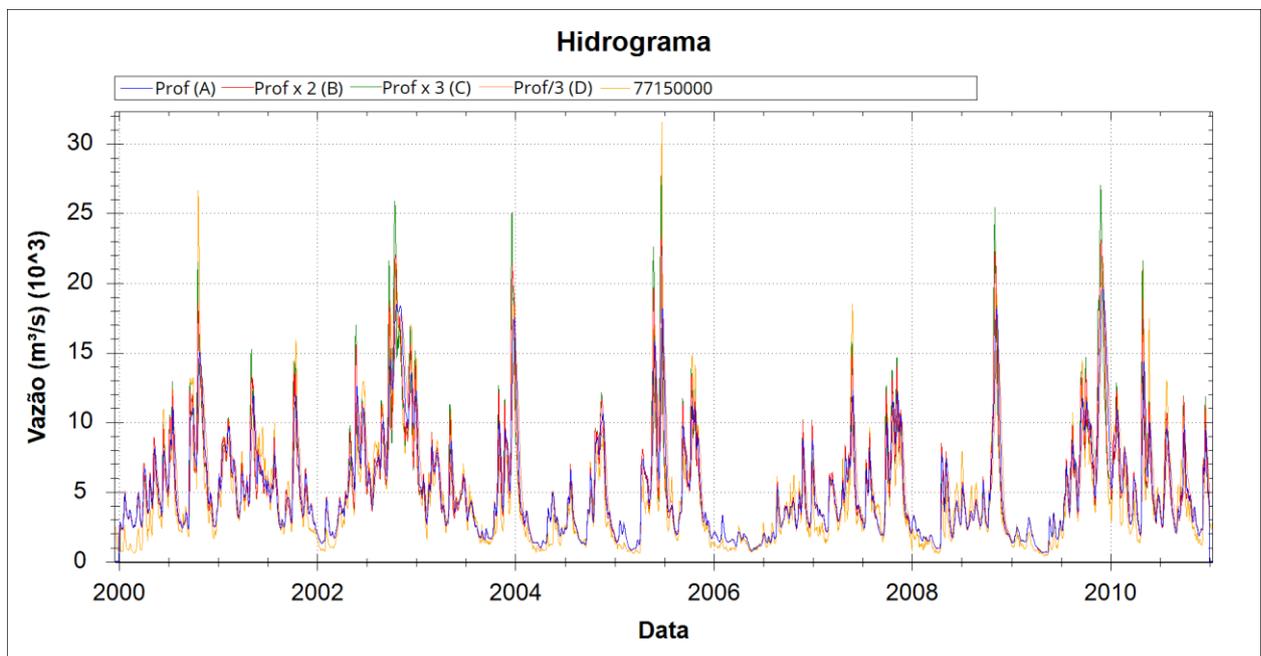


Figura 94. Hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Uruguaiana.

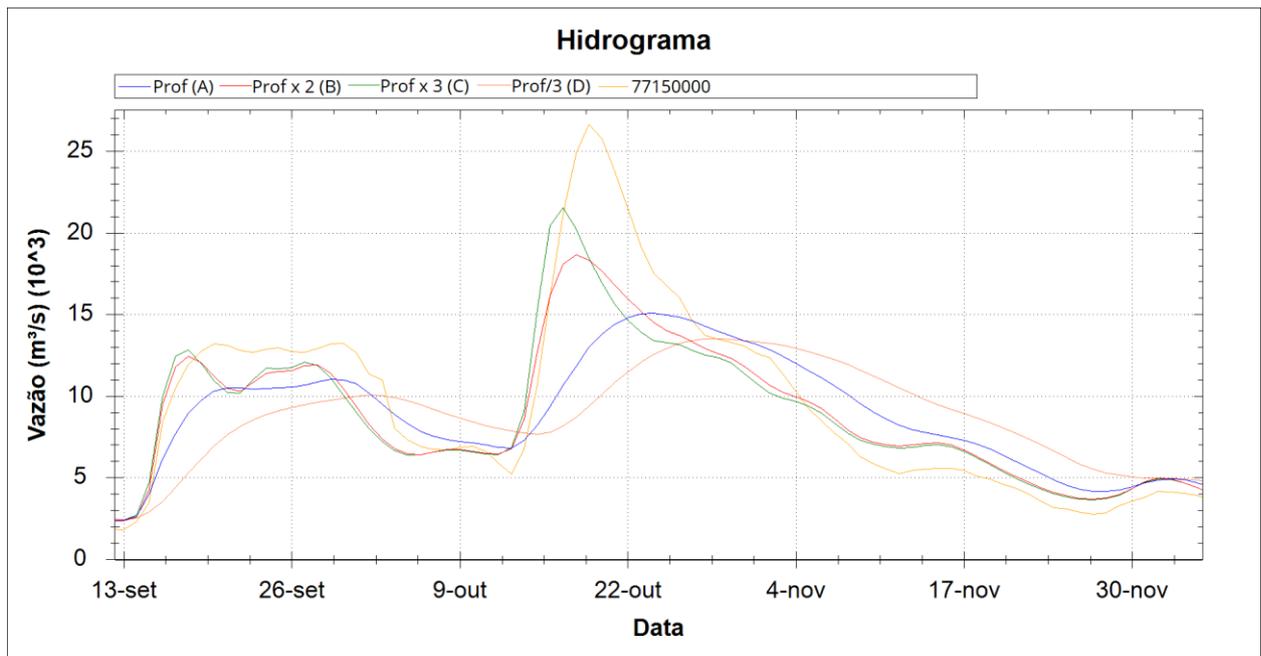


Figura 95. Detalhe dos hidrogramas resultantes para diferentes profundidades - Cenário 1, em Uruguiana.

ANEXO G. MANCHAS DE INUNDAÇÃO – ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

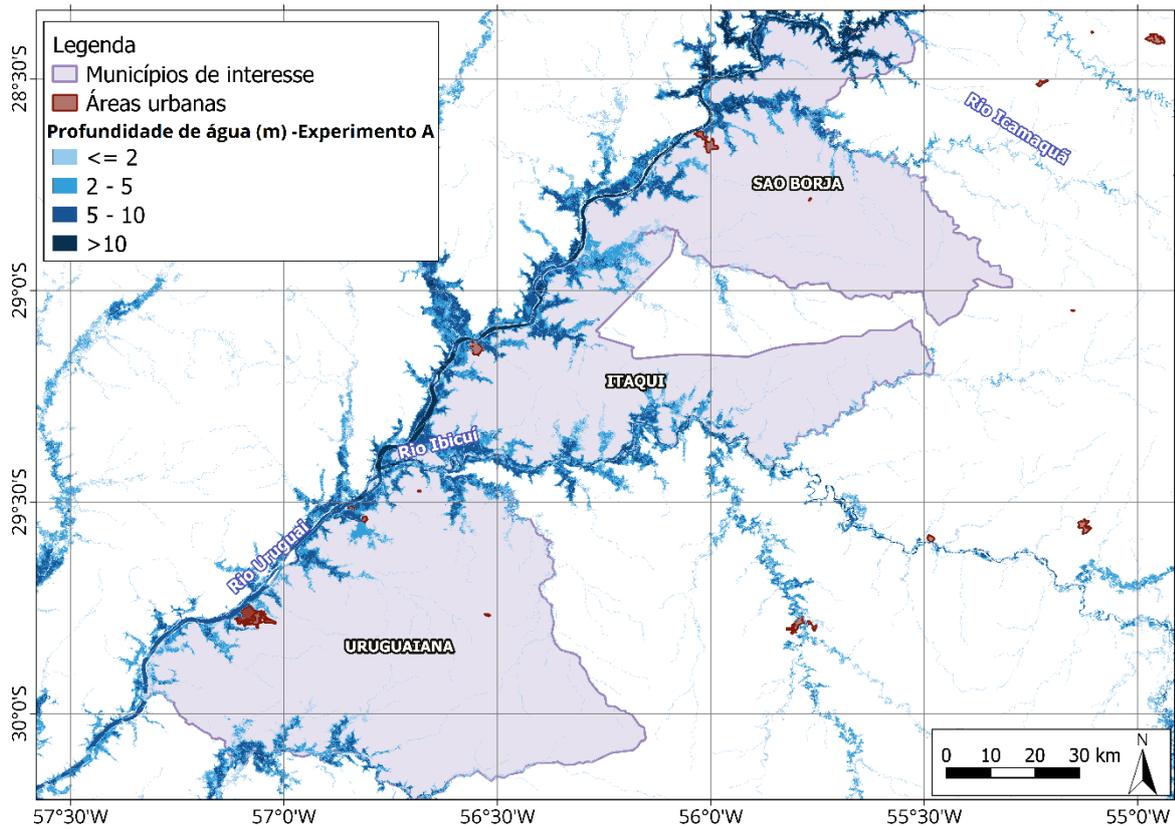


Figura 96. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento A – Cenário 2.

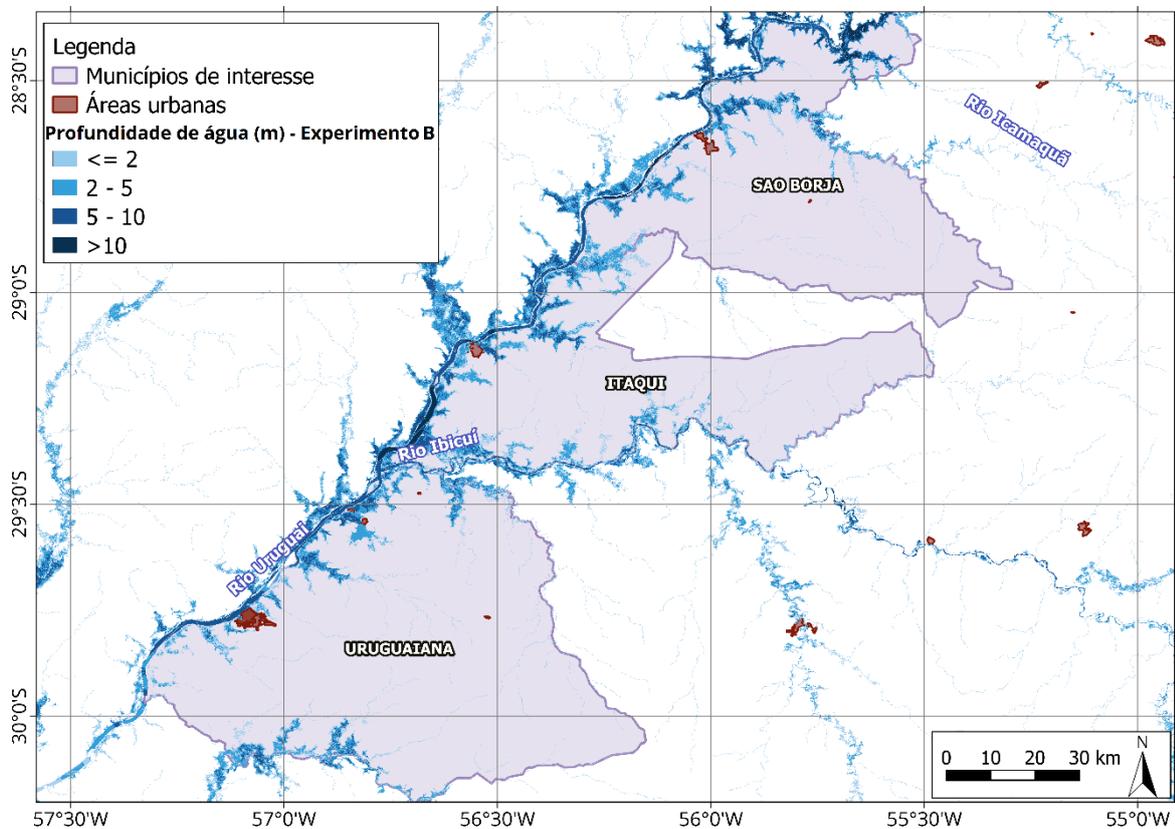


Figura 97. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento B – Cenário 2.

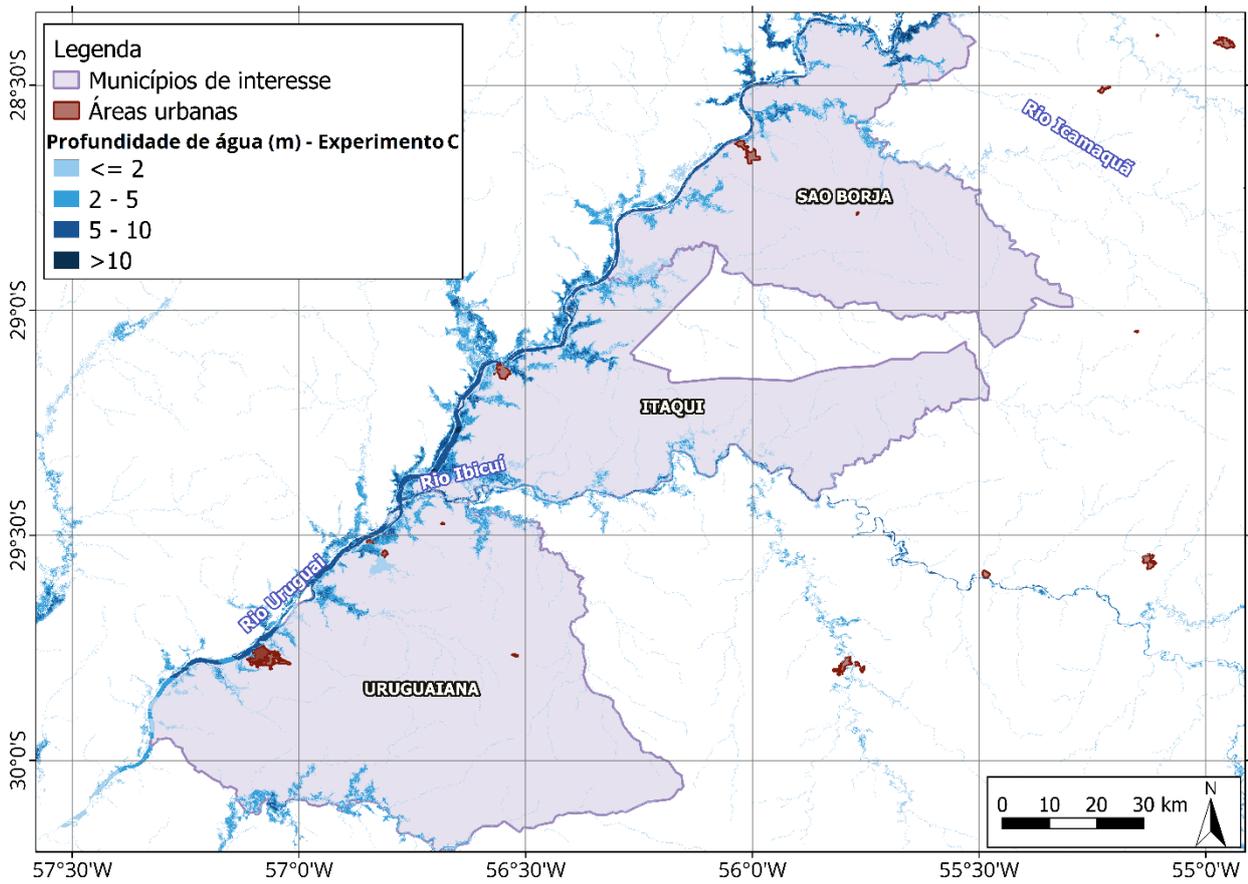


Figura 98. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento C – Cenário 2.

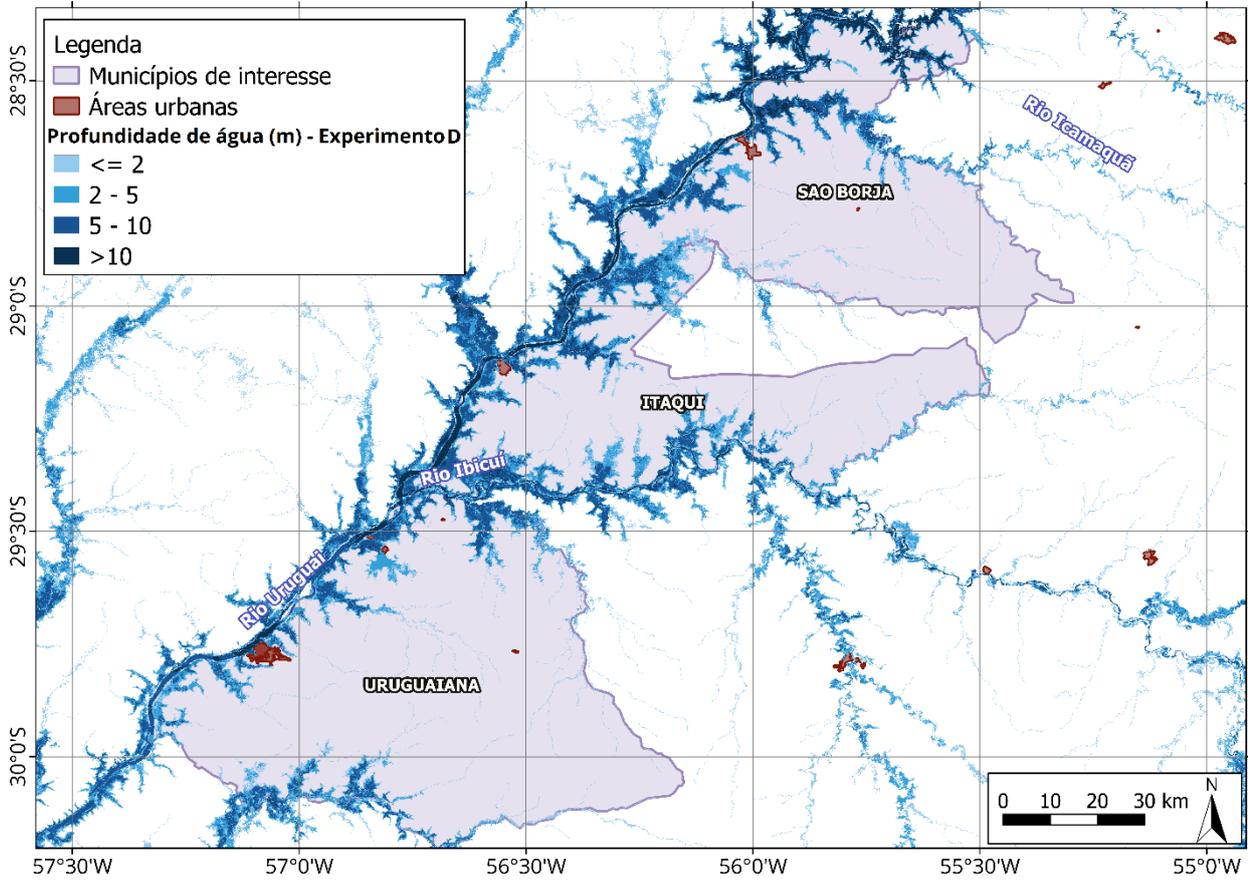


Figura 99. Mancha de inundação utilizando as profundidades do experimento D – Cenário 2.

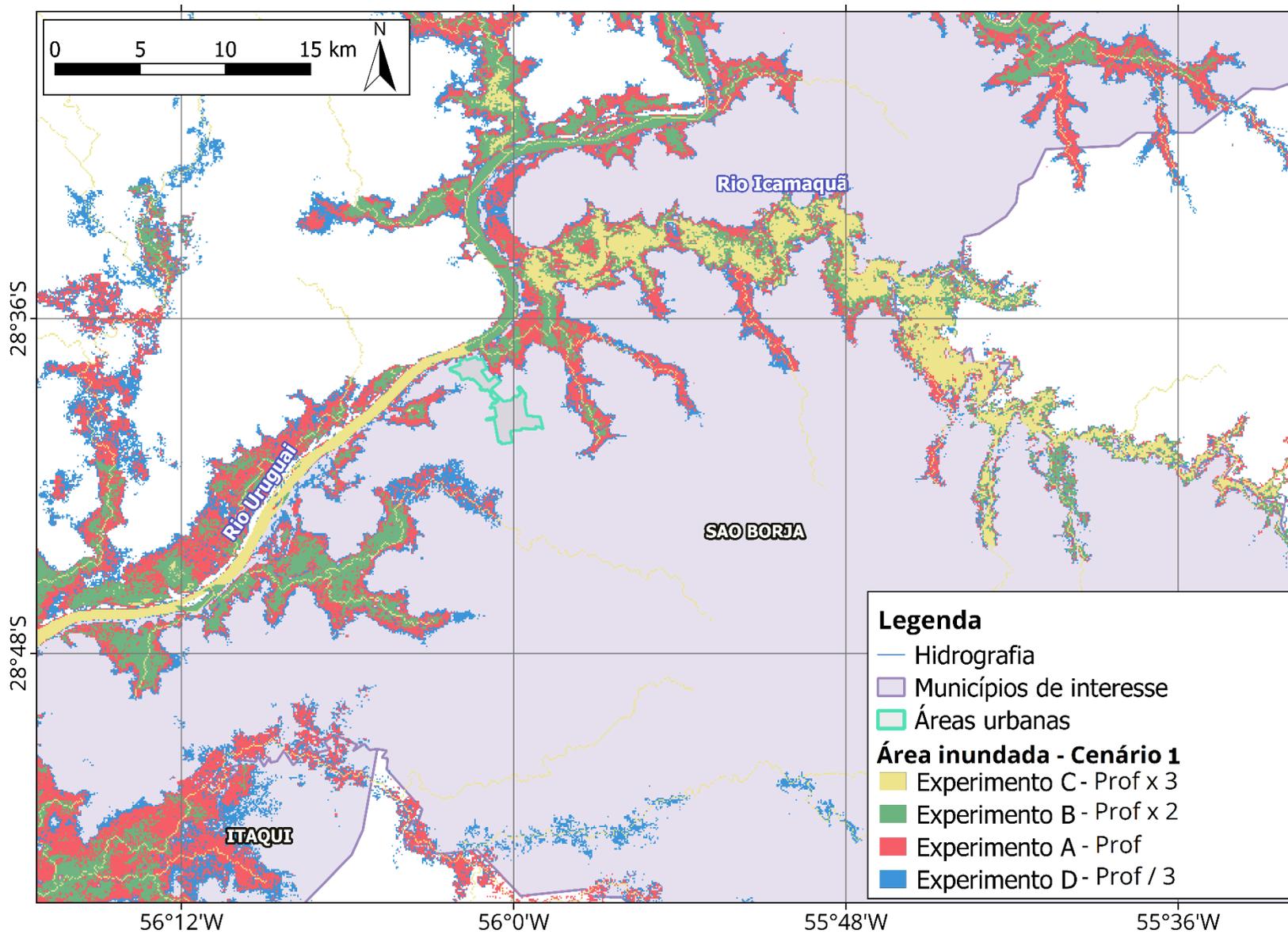


Figura 100. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em São Borja – Cenário 1.

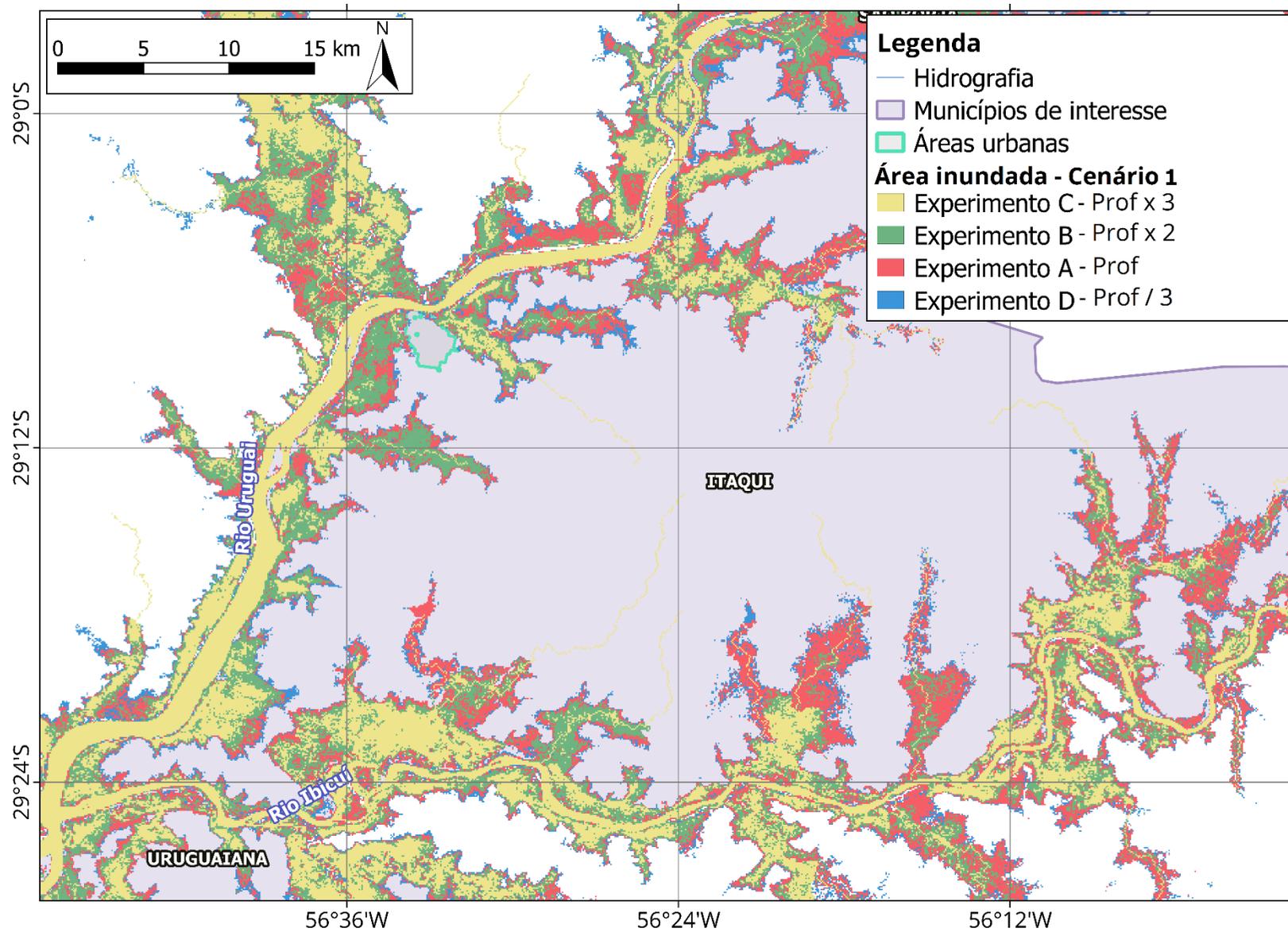


Figura 101. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Itaqui – Cenário 1.

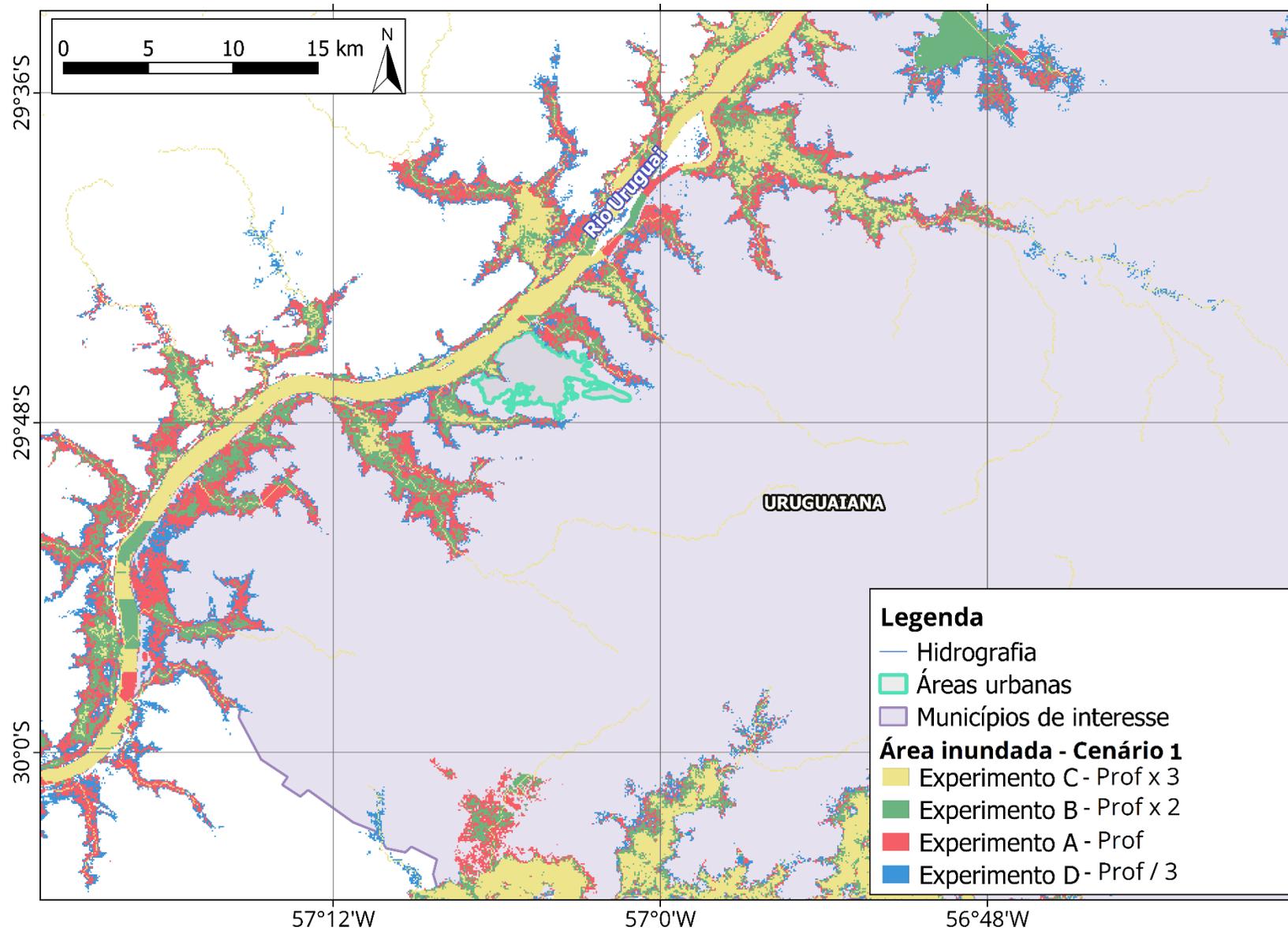


Figura 102. Comparação das manchas de inundação com diferentes profundidades em Uruguaiana – Cenário 1.