

Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS
Instituto de Pesquisas Hidráulicas - IPH



DISSERTAÇÃO

**COMPARAÇÃO DE MODELOS HIDRODINÂMICOS SIMPLIFICADOS DE PROPAGAÇÃO DE
VAZÃO EM RIOS E CANAIS**

Paulo Rógenes Monteiro Pontes

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

Orientador: Prof. Dr. Walter Collischonn

Banca Examinadora:

Dr. Masato Kobiyama
Dr. André Luiz Lopes da Silveira
Dr. Juan Martin Bravo

Porto Alegre/RS, 2011

Esse trabalho foi desenvolvido no Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, sob a orientação do professor doutor Walter Collischonn da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

AGRADECIMENTOS

É um enorme prazer ter conhecido o Instituto de Pesquisas Hidráulicas, IPH. Um ambiente dedicado à pesquisa, onde pude (e ainda posso) desenvolver todas as minhas atividades e conhecer (e continuo conhecendo) pessoas competentes.

Abaixo meus sinceros agradecimentos:

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao professor Walter Collischonn pela excelência na orientação, brilhantes idéias e paciência durante esses dois anos de convívio. Também quero agradecê-lo pela confiança depositada em mim.

Ao CNPQ pela concessão de bolsa de Mestrado.

Agradeço aos colegas da sala de projetos. Com certeza ajudaram no dia a dia em Porto Alegre. Em especial, gostaria de agradecer ao Diogo e Rodrigo. Ajudaram-me muito com dicas, encontrando erros no meu trabalho, e continuam ajudando nessa etapa pós-dissertação.

Agradeço ao Ingo, Mino e Vitor que entraram comigo no IPH. Ajudaram muito, mesmo que indiretamente. As diversas conversas sobre as nossas dissertações foram providenciais.

Estendo o agradecimento aos vários colegas do IPH que deixaram a vivência em Porto Alegre ainda melhor. Além desses, meus agradecimentos também vão aos vários alagoanos que residem nessa cidade, pelo mesmo motivo.

Aos professores, pelos ensinamentos, disponibilidade em ajudar e conselhos.

À cidade de Porto Alegre, bela e acolhedora.

Agradeço também a minha mãe, que não mediu esforços quando o assunto era minha educação.

E por último, mas não menos importante, à Rosane. Sempre esteve do meu lado e me apoiando.

RESUMO

Esse trabalho identificou, testou e aprimorou modelos de propagação de vazão simplificados a fim de verificar as vantagens e desvantagens dos modelos. As soluções apresentadas por esses modelos foram testadas com um modelo hidrodinâmico completo, considerado nesse trabalho como resultados ideias. Os modelos hidrodinâmicos simplificados testados foram: Um modelo não linear de Onda Cinemática, o modelo Muskingum-Cunge linear, duas versões do modelo Muskingum-Cunge não linear, o modelo Muskingum-Cunge modificado por Todini e o modelo IPHS1. O modelo hidrodinâmico completo utilizado nesse trabalho foi o modelo HEC-RAS. Desenvolveu-se ainda uma metodologia para representar o efeito da planície de inundação. Essa metodologia foi implementada nos modelos hidrodinâmicos simplificados. Para avaliar o comportamento dos diferentes modelos de propagação disponíveis foram criados testes numéricos em que foram aplicados os diferentes modelos, com variação de características dos hidrogramas sintético de entrada, das características do leito do rio e da planície de inundação, e dos critérios de discretização temporal e espacial. A avaliação dos resultados foi feita através dos erros de conservação de volume, de vazão de pico e de tempo de ocorrência da vazão de pico. Além disso, também foram considerados, em alguns testes, os critérios de aplicabilidade de Ponce para onda cinemática e difusão além da formulação do Δx ideal proposto por Fread. Os resultados mostram que o modelo Muskingum-Cunge Todini, modificado para representar o efeito da planície de inundação, é muito promissor. Esse modelo apresentou resultados que se aproximaram muito dos resultados obtidos pelo HEC-RAS, enquanto os outros modelos hidrodinâmicos simplificados apresentaram resultados piores. Com relação aos critérios de aplicabilidade, recomenda-se o uso de um Δx três vezes menor do que o valor sugerido por Fread. Além disso, pode-se concluir que os modelos simplificados podem ser utilizados fora dos limites de aplicabilidade sugeridos por Ponce.

Palavras-chave: Modelos hidrodinâmicos simplificados, propagação de vazão, conservação de volume, planície de inundação.

ABSTRACT

This work has identified, tested and improved simplified flood routing models to verify the advantages and disadvantages presented. The solutions provided by these models were tested by using a full hydrodynamic model considered in this work as an ideal result. The simplified hydrodynamic models used were: A variable parameter kinematics wave model, the Muskingum-Cunge flood routing model, the variable parameter Muskingum-Cunge flood routing model (three and four points scheme) the Muskingum-Cunge modified by Todini (MCT) and the model IPHS1. The full hydrodynamic model used was HEC-RAS. It was also proposed a procedure to represent the effect of the floodplain rivers. To evaluate the behavior of different flood routing models numerical tests were created and were applied to them. The characteristics of synthetic inflow hydrographs, the characteristics of riverbed and floodplain, and the criteria for temporal and spatial discretization were perturbed. The evaluation of the results was made through the errors of conservation of volume, peak flow and time of occurrence of peak flow. Moreover, it was also considered, in some tests, applicability criteria recommended by some authors for different models, such as models of kinematic flood wave and diffusive flood wave. The results show that the Muskingum Cunge Todini, modified to represent the effect of the floodplain flow is very promising. Finally, it is also shown that this model closely approaches the full Saint Venant equation solution (HEC-RAS). The others models were worse than HEC-RAS and MCT. About applicability criteria, it recommends the use of the Δx three times smaller than the value suggested by Fread. Moreover, the simplified hydrodynamic models can be used outside limits of applicability suggested by Ponce about kinematic and diffusive wave.

Key-words: Simplified hydrodynamic models, flood routing models, volume conservation.

SUMÁRIO

<u>1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....</u>	<u>1</u>
<u>2. OBJETIVO.....</u>	<u>3</u>
<u>3. MODELAGEM HIDROLÓGICA</u>	<u>4</u>
3.1. GENERALIDADES	4
3.2. TIPOS DE MODELOS.....	4
3.3. EXEMPLOS DE MODELOS HIDROLÓGICOS CHUVA-VAZÃO	6
<u>4. ESCOAMENTO EM RIOS</u>	<u>9</u>
4.1. GENERALIDADES	9
4.2. MODELOS HIDRODINÂMICOS COMPLETOS.....	9
4.3. MODELOS HIDRODINÂMICOS SIMPLIFICADOS.....	12
4.4. CARACTERÍSTICAS REPRESENTADAS PELOS MODELOS	15
4.5. COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS HIDRODINÂMICOS COMPLETOS E SIMPLIFICADOS.....	16
<u>5. MODELOS DE PROPAGAÇÃO, REPRESENTAÇÃO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS MODELOS</u>	<u>18</u>
5.1. O MODELO DE ONDA CINEMÁTICA	18
5.2. OS MODELOS MUSKINGUM-CUNGE LINEAR E NÃO LINEAR	19
5.2.1. MUSKINGUM CUNGE LINEAR (MCL)	20
5.2.2. MUSKINGUM CUNGE NÃO-LINEAR (MCNL)	23
5.3. MODELOS DE PROPAGAÇÃO MAIS RECENTES	24
5.3.1. MÉTODO DE MUSKINGUM-CUNGE-TODINI	26
5.4. REPRESENTAÇÃO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO EM MODELOS DE PROPAGAÇÃO.....	28
5.5. MODELO HIDRODINÂMICO: HEC-RAS.....	30
5.6. AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DOS MODELOS	31
5.6.1. CONSERVAÇÃO DE VOLUME E ANÁLISE VISUAL DOS HIDROGRAMAS	31
5.6.2. CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE E Δx IDEAL DOS MODELOS HIDRODINÂMICOS SIMPLIFICADOS	33

6. METODOLOGIA.....	35
6.1. ACOPLAMENTO PARA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO.....	35
6.2. MODELOS DE PROPAGAÇÃO TESTADOS.....	36
6.3. DESCRIÇÃO DOS TESTES REALIZADOS.....	37
6.3.1. TESTE 1: COMPARAÇÃO DOS MODELOS SIMPLIFICADOS.....	38
6.3.2. TESTE 2: COMPARAÇÃO DE MODELOS SIMPLIFICADOS COM UM MODELO HIDRODINÂMICO COMPLETO. 39	
6.3.3. TESTE 3: COMPARAÇÃO DE MODELOS SIMPLIFICADOS COM UM MODELO HIDRODINÂMICO COMPLETO. 39	
6.3.4. TESTE 4: COMPARAÇÃO DE MODELOS SIMPLIFICADOS COM UM MODELO HIDRODINÂMICO COMPLETO. 40	
6.4. DEFINIÇÃO DO HIDROGRAMA DE ENTRADA.....	42
6.5. RESUMO DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS, HIDROGRAMA DE ENTRADA E VARIAÇÃO NA SEÇÃO TRANSVERSAL NOS TESTES REALIZADOS.	43
7. RESULTADOS DOS TESTES.....	46
7.1. RESULTADOS: TESTE 1:	46
7.1.1. RESULTADOS NA SIMULAÇÃO DE REFERÊNCIA DO TESTE 1.....	46
7.1.2. VARIAÇÃO DA DECLIVIDADE.....	48
7.1.3. VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE DA CALHA.....	52
7.1.4. VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL.....	54
7.1.5. VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO TEMPORAL.....	57
7.1.6. AVALIAÇÃO DO TESTE 1.....	59
7.2. RESULTADOS: TESTE 2:	63
7.2.1. RESULTADOS NA SIMULAÇÃO DE REFERÊNCIA DO TESTE 2.....	63
7.2.2. EFEITO DA VARIAÇÃO DA DECLIVIDADE.	65
7.2.3. VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE DA CALHA.....	67
7.2.4. VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL.....	69
7.2.5. VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO TEMPORAL.....	72
7.2.6. CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE.	73
7.2.7. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DO TESTE 2	76
7.3. RESULTADOS: TESTE 3:	76

7.3.1.	RESULTADOS NA SIMULAÇÃO DE REFERÊNCIA DO TESTE 3.....	77
7.3.2.	VARIAÇÃO DA DECLIVIDADE.....	77
7.3.3.	VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE DA CALHA.....	79
7.3.4.	VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL.....	81
7.3.5.	VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO TEMPORAL.....	83
7.3.6.	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DO TESTE 3.....	84
7.4.	RESULTADOS: TESTE 4:	85
7.4.1.	RESULTADOS NA SIMULAÇÃO DE REFERÊNCIA DO TESTE 4.....	86
7.4.2.	VARIAÇÃO DA DECLIVIDADE.....	87
7.4.3.	VARIAÇÃO DA RUGOSIDADE DA CALHA.....	89
7.4.4.	VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO ESPACIAL.....	91
7.4.5.	VARIAÇÃO DA DISCRETIZAÇÃO TEMPORAL.....	95
7.4.6.	CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE.	96
7.4.7.	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DO TESTE 4.....	99
8.	<u>CONCLUSÃO</u>	<u>101</u>
8.1.	TESTE 1.....	101
8.2.	TESTES 2 E 3	102
8.3.	TESTE 4.....	103
8.4.	INTERVALO ESPACIAL IDEAL.....	104
8.5.	CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE	105
8.6.	CONSIDERAÇÕES SOBRE O EQUACIONAMENTO E ACOPLAMENTO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO NOS MODELOS SIMPLIFICADOS.....	105
8.7.	A QUESTÃO DA INCLINAÇÃO DA PLANÍCIE.....	105
9.	<u>RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</u>	<u>107</u>
10.	<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</u>	<u>108</u>
11.	<u>ANEXOS</u>	<u>113</u>
11.1.	ANEXO 1: RESULTADOS DETALHADOS DO TESTE 2.	114
11.2.	ANEXO 2: RESULTADOS DETALHADOS DO TESTE 3.	115
11.3.	ANEXO 3: RESULTADOS DETALHADOS DO TESTE 4.	116

11.4.	ANEXO 4: HIDROGRAMAS RESULTANTES DO TESTE 1	118
11.5.	ANEXO 5: HIDROGRAMAS RESULTANTES DO TESTE 2	126
11.6.	ANEXO 6: HIDROGRAMAS RESULTANTES DO TESTE 4	136

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 4.1 - ESQUEMA DO RIO DIVIDIDO EM TRECHOS E SEÇÕES.	11
FIGURA 5.1 - ESQUEMA NUMÉRICO IMPLÍCITO DE PREISSMANN.	21
FIGURA 5.2 - EFEITO DO ARMAZENAMENTO NA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO NA CELERIDADE. FONTE: PAIVA, 2009.	29
FIGURA 5.3 - RELAÇÃO CELERIDADE X VAZÃO NO RIO MURRUMBIDGEE, NA AUSTRÁLIA ($L = 115 \text{ km}$, $S_0 = 3.2 \times 10^{-4}$) M/M). (FONTE: WONG E LAURENSEN, 1983).	29
FIGURA 5.4 - ERROS DE INSTABILIDADE (HIDROGRAMA Q2) E ERROS DE SUBIDA INVERTIDA DO HIDROGRAMA (HIDROGRAMA Q1).....	32
FIGURA 5.5 - INTERPRETAÇÃO GEOMÉTRICA DO PROBLEMA DE SUBIDA INVERTIDA DOS MÉTODOS DE MUSKINGUM E MUSKINGUM-CUNGE.....	33
FIGURA 6.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL COM PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO.	35
FIGURA 6.2 – MODELOS E CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO USADOS EM CADA TESTE. O “X” INDICA EM QUAIS TESTES O MODELO FOI UTILIZADO.	37
FIGURA 6.3 - FORMA DOS HIDROGRAMAS QUANTO AOS VALORES DE BETA. NESSE HIDROGRAMA FOI CONSIDERADO UMA QPICO DE $900 \text{ m}^3/\text{s}$, QBASE DE $100 \text{ m}^3/\text{s}$ E TP DE 24 HORAS.	42
FIGURA 6.4 - HIDROGRAMAS DE ENTRADA DE CADA TESTE EM ESCALA LOGARÍTMICA E SEÇÕES TRANSVERSAIS DOS TESTES REALIZADOS.	45
FIGURA 7.1 - HIDROGRAMAS DOS MODELOS GERADOS COM OS PARÂMETROS DE REFERÊNCIA.	47
FIGURA 7.2 - HIDROGRAMAS RESULTANTES DO MODELO MCT PARA DUAS DECLIVIDADES DIFERENTES. OS HIDROGRAMAS MOSTRAM QUE PARA DECLIVIDADES MENORES O HIDROGRAMA É MAIS AMORTECIDO. PARA MAIORES DECLIVIDADES, O AMORTECIMENTO É MENOR.	48
FIGURA 7.3 - ERRO NO VOLUME PARA DIFERENTES DECLIVIDADES (TESTE 1).	49
FIGURA 7.4 - HIDROGRAMAS RESULTANTES UTILIZANDO $S_0 = 0,0001$	50
FIGURA 7.5 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES DECLIVIDADES (TESTE 1).	51
FIGURA 7.6 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES DECLIVIDADES (TESTE 1).....	51
FIGURA 7.7 - ERRO NO VOLUME PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 1).....	52
FIGURA 7.8 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES RUGOSIDADES (TESTE 1).	53
FIGURA 7.9 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES RUGOSIDADES (TESTE 1).	53
FIGURA 7.10 - ERRO NO VOLUME PARA DIFERENTES Δx (TESTE 1).....	54
FIGURA 7.11 - HIDROGRAMAS RESULTANTES PARA $\Delta x = 6 \text{ km}$	55
FIGURA 7.12 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES Δx (TESTE 1).	56
FIGURA 7.13 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES Δx (TESTE 1).....	57
FIGURA 7.14 - ERRO NO VOLUME PARA DIFERENTES Δt (TESTE 1).....	58
FIGURA 7.15 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES INTERVALOS TEMPORAIS (TESTE 1).	58
FIGURA 7.16 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES INTERVALOS TEMPORAIS (TESTE 1).....	59
FIGURA 7.17 - HIDROGRAMAS DOS MODELOS GERADOS COM OS PARÂMETROS DE REFERÊNCIA.	64

FIGURA 7.18 - ERRO NO VOLUME PARA DIFERENTES S_0 (TESTE 2).....	65
FIGURA 7.19 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES S_0 (TESTE 2).	66
FIGURA 7.20 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES S_0 (TESTE 2).....	67
FIGURA 7.21 – ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 2).....	68
FIGURA 7.22 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 2).	68
FIGURA 7.23 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 2).....	69
FIGURA 7.24 - HIDROGRAMAS CALCULADOS COM UM Δx DE 10 KM. PODE-SE OBSERVAR PROBLEMAS DE INSTABILIDADE NA SUBIDA DOS HIDROGRAMAS.	70
FIGURA 7.25 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES Δx . A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 2).	71
FIGURA 7.26 – VAZÕES MÁXIMAS PARA DIFERENTES Δx . A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 2).	72
FIGURA 7.27 – TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES Δx . A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 2).	72
FIGURA 7.28 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES Δt (TESTE 2).	73
FIGURA 7.29 - ERROS DE VOLUME DOS MODELOS TESTADOS PARA DIFERENTES DECLIVIDADES. A LINHA VERTICAL MOSTRA O LIMITE DE APLICABILIDADE DE ONDA CINEMÁTICA PROPOSTO POR PONCE (1989). A SETA INDICA QUE MODELOS DO TIPO ONDA CINEMÁTICA (KW) DEVERIAM SER UTILIZADOS QUANDO A DECLIVIDADE DO RIO FOSSE MAIOR DO QUE 0,001 (NAS CONDIÇÕES DO TESTE 2).	75
FIGURA 7.30 - ERRO NO VOLUME PARA DIFERENTES S_0 (TESTE 3).....	78
FIGURA 7.31 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES S_0 (TESTE 3).	78
FIGURA 7.32 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES S_0 (TESTE 3).....	79
FIGURA 7.33 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 3).	80
FIGURA 7.34 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 3).	80
FIGURA 7.35 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 3).....	81
FIGURA 7.36 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES Δx . A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 3).	82
FIGURA 7.37 - VAZÃO DE PICO PARA DIFERENTES Δx . A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 3).	83
FIGURA 7.38 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES Δx . A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 3).	83
FIGURA 7.39 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES Δt (TESTE 3).	84
FIGURA 7.40 - HIDROGRAMAS DOS MODELOS GERADOS COM OS PARÂMETROS DE REFERÊNCIA.	86
FIGURA 7.41 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES DECLIVIDADES (TESTE 4).	88
FIGURA 7.42 - VAZÃO MÁXIMA PARA DIFERENTES DECLIVIDADES (TESTE 4).	88
FIGURA 7.43 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES DECLIVIDADES (TESTE 4).....	89
FIGURA 7.44 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 4).	90

FIGURA 7.45 - VAZÃO MÁXIMA PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 4)	91
FIGURA 7.46 - TEMPO DE PICO PARA DIFERENTES RUGOSIDADES DO RIO (TESTE 4).....	91
FIGURA 7.47 - PROBLEMAS DE INSTABILIDADE NUMÉRICA E SUBIDA INVERTIDA DO HIDROGRAMA. OS HIDROGRAMAS SÃO RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES OBTIDAS PELO MODELO MCT.	92
FIGURA 7.48 - RESULTADO DAS SIMULAÇÕES UTILIZANDO UM Δx DE 20 KM. OS OUTROS PARÂMETROS UTILIZADOS NESTA SIMULAÇÃO FORAM OS PARÂMETROS PADRÃO DOS TESTE 4.	93
FIGURA 7.49 - ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES Δx A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 4).....	93
FIGURA 7.50 - VAZÃO MÁXIMA PARA DIFERENTES Δx A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 4).....	94
FIGURA 7.51 - TEMPO DE PICO DA ONDA DE CHEIA PARA DIFERENTES Δx . A LINHA ROXA INDICA O LIMITE DO INTERVALO ESPACIAL IDEAL (TESTE 4).....	95
FIGURA 7.52 – ERRO DE VOLUME PARA DIFERENTES Δt (TESTE 4).....	96
FIGURA 7.53 - ERROS DE VOLUME DOS MODELOS TESTADOS PARA DIFERENTES DECLIVIDADES. A LINHA VERTICAL MOSTRA O LIMITE DE APLICABILIDADE DE ONDA CINEMÁTICA PROPOSTO POR PONCE (1989). A SETA INDICA QUE MODELOS DO TIPO ONDA CINEMÁTICA (KW) DEVERIAM SER UTILIZADOS QUANDO A DECLIVIDADE DO RIO FOSSE MAIOR DO QUE 0,004 (NAS CONDIÇÕES DO TESTE 4).....	98

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1 - ALGUNS MODELOS HIDROLÓGICOS E O MÉTODO DE PROPAGAÇÃO DE VAZÃO UTILIZADO.	8
TABELA 4.1 – VALORES DOS TERMOS DA EQUAÇÃO DINÂMICA (QUANTIDADE DE MOVIMENTO) PARA O RIO KITAKAMI.	12
TABELA 4.2 - VALORES DOS TERMOS DA EQUAÇÃO DINÂMICA (EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE).	12
TABELA 4.3 - MODELOS DE PROPAGAÇÃO DE VAZÃO.	15
TABELA 6.1 - VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NA SIMULAÇÃO. OS VALORES PADRÃO ESTÃO EM NEGRITO.....	38
TABELA 6.2 - CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO E HIDROGRAMA DE ENTRADA - TESTE 2.....	39
TABELA 6.3 - CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO E HIDROGRAMA DE ENTRADA - TESTE 3.....	40
TABELA 6.4 - CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO E HIDROGRAMA DE ENTRADA - TESTE 4.....	41
TABELA 6.5 - VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS PARA OS TESTES 2, 3 E 4.	43
TABELA 6.6 - VALORES DOS PARÂMETROS DO HIDROGRAMA SINTÉTICO DE ENTRADA PARA CADA UM DOS TESTES REALIZADOS.	43
TABELA 7.1 - RESULTADOS DA CONSERVAÇÃO DE VOLUME, VAZÃO DE PICO E TEMPO DE PICO NA SIMULAÇÃO PADRÃO DO TESTE 1.	47
TABELA 7.2 - RESULTADOS DA SIMULAÇÕES UTILIZANDO OS ALGORITMOS OC, MCNL4 E MCNL3.	61
TABELA 7.3 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES UTILIZANDO OS ALGORITMOS MCL E MCT.	62
TABELA 7.4 - RESULTADOS DA CONSERVAÇÃO DE VOLUME, VAZÃO DE PICO E TEMPO DE PICO NA SIMULAÇÃO PADRÃO DO TESTE 2.	64
TABELA 7.5 - COMPARAÇÃO ENTRE O Δx DEFINIDO PELA EQUAÇÃO DE FREAD E UM Δx QUALQUER. OS NÚMEROS NOS QUADROS AMARELOS CORRESPONDEM AO Δx IDEAL DE FREAD PARA CADA DECLIVIDADE. OS VALORES VARIANDO DE 50 A 200000 CORRESPONDEM AOS Δx TESTADOS. OS VALORES DE 50000 A 200000 CORRESPONDEM AOS COMPRIMENTOS DE TRECHOS TESTADOS. AS CÉLULAS AVERMELHADAS REPRESENTAM SUBIDA INVERTIDA OU INCONSISTÊNCIA NOS HIDROGRAMAS. AS ESVERDEADAS INDICAM QUE NÃO HOUE OS PROBLEMAS DE SUBIDA INVERTIDA OU INCONSISTÊNCIA NOS HIDROGRAMAS. ALÉM DISSO, AS CÉLULAS VERMELHAS INDICAM QUE HOUE ERRO DE CONSERVAÇÃO DE VOLUME.....	74
TABELA 7.6 - COMPARAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE E COEFICIENTE DE NS.	75
TABELA 7.7 - RESULTADOS DA CONSERVAÇÃO DE VOLUME, VAZÃO DE PICO E TEMPO DE PICO NA SIMULAÇÃO PADRÃO DO TESTE 2.	86
TABELA 7.8 - COMPARAÇÃO ENTRE O Δx DEFINIDO PELA EQUAÇÃO DE FREAD E UM Δx QUALQUER. OS NÚMEROS NOS QUADROS AMARELOS CORRESPONDEM AO Δx IDEAL DE FREAD PARA CADA DECLIVIDADE. OS VALORES VARIANDO DE 50 A 200000 CORRESPONDEM AOS Δx TESTADOS. OS VALORES DE 50000 A 200000 CORRESPONDEM AOS COMPRIMENTOS DE TRECHOS TESTADOS. OS QUADROS VERDES INDICAM QUE NÃO HOUE PROBLEMAS DE INSTABILIDADE OU SUBIDA INVERTIDA NOS HIDROGRAMAS. OS QUADROS VERMELHOS INDICA QUE HOUE ALGUM DESSES PROBLEMAS. OS NÚMEROS, EM MÓDULO, INDICAM OS ERROS DE CONSERVAÇÃO DE VOLUME.	97
TABELA 7.9 - COMPARAÇÃO DOS CRITÉRIOS DE APLICABILIDADE E COEFICIENTE DE NS.	99

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

SÍMBOLOS

$A [L^2]$: Área da seção transversal

$Q [L^3/T]$: Vazão de saída em uma seção

$I [L^3/T]$: Vazão de entrada em uma seção

$q [L^2/T]$: Vazão lateral

$t [T]$: Tempo

$x [L]$: Distância

$g [L/T^2]$: Aceleração da gravidade

$S_0 [L/L]$: Declividade da linha de fundo

$S_f [L/L]$: Declividade da linha de atrito

$h [L]$: Profundidade da seção transversal

$B_a [L]$: Largura de armazenamento

$B_d [L]$: Largura dinâmica

$i + 1$: Indicador de tempo futuro

i : Indicador de tempo presente

$j + 1$: Indicador de espaço futuro

j : Indicador de espaço presente

ϑ : Ponderador do método numérico de Preissmann

$\Delta t [T]$: Discretização temporal

$\Delta x [L]$: Discretização espacial

$S [L^3]$: Volume armazenado

k e ε : Parâmetros do modelo de Muskingum-Cunge

$C1$, $C2$ e $C3$: Parâmetros do modelo de Muskingum-Cunge

$c [L/T]$: Celeridade

C : Número de courant

D : Difusão

$Q_0 [L^3/T]$: Vazão de referência do método de Muskingum-Cunge Todini

$Q_{ref} [L^3/T]$: Vazão de referência

y[L]: Profundidade da seção

β' : Fator de correção do modelo Muskingum-Cunge Todini

C: Número de Courant do modelo Muskingum-Cunge Todini*

D Difusão do modelo Muskingum-Cunge Todini*

erroV: Erro de volume

Qbase [L^3/T]: Vazão de base do hidrograma sintético

Qpico [L^3/T]: Vazão de pico do hidrograma sintético

tp [T]: Tempo referente a vazão de pico do hidrograma sintético

β = Parâmetro de curvatura do hidrograma sintético

ABREVIACÕES

EV: Erro no volume;

VTp: Variação no tempo de pico entre o modelo simplificado e o hidrodinâmico completo;

VQp: Variação na vazão de pico entre o modelo simplificado e o hidrodinâmico completo;

CAP: Critérios de aplicabilidade.

SHE: European Hydrological System

TOPMODEL: Topography based hydrological model

TOPKAPI: Topographic Kinematic Approximation and Integration

MGB-IPH: Modelo Hidrológico de Grandes Bacias

OC: Onda Cinemática

MCL: Muskingum-Cunge linear

MCNL3: Muskingum-Cunge não-linear de 3 pontos explícito

MCNL4: Muskingum-Cunge não-linear de 4 pontos implícito

MCT: Muskingum-Cunge Todini

1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

Os modelos hidrológicos representam um determinado sistema hidrológico e tem como objetivo obter as respostas, ou saídas, desse sistema diante várias entradas. Esse sistema pode ser uma bacia hidrográfica, ou um rio, onde o escoamento e a propagação do fluxo são os processos predominantes. Nas últimas décadas os modelos hidrológicos vêm sendo utilizados para diversos fins. Como exemplo pode-se citar a previsão de vazão em tempo real, muito importante para a operação de reservatórios, a estimativa de disponibilidade hídrica, a análise da variação do ciclo hidrológico perante mudanças antrópicas ou naturais, estudos de propagação de vazão, entre outras aplicações.

O objetivo dos métodos de propagação de vazão em rios é determinar um hidrograma em uma seção transversal do rio a jusante dado um hidrograma conhecido a montante. Além disso, devem ser representados alguns efeitos importantes, como a translação e o amortecimento da onda de cheia na calha, os efeitos de jusante e a planície de inundação. Os cálculos de propagação de vazão servem para determinar as características de uma cheia. Entre estas características destacam-se a vazão de pico, a altura máxima do nível de água na calha do rio, o volume total do escoamento, a área inundada pela onda de cheia e o tempo de ocorrência do pico.

Para a propagação de vazão em rios e conseqüentemente a representação desses efeitos podem ser utilizados modelos hidrodinâmicos completos e modelos hidrodinâmicos simplificados. A diferença entre esses modelos é o uso das equações de Saint-Venant em sua forma completa (hidrodinâmicos completos) ou simplificando essas equações (hidrodinâmicos simplificados).

As simplificações feitas nas equações de Saint-Venant causam limitações acerca da aplicabilidade dos modelos simplificados. Para resolver esse problema alguns autores sugeriram critérios para o uso desses modelos. Ponce (1989) sugeriu inequações para modelos do tipo onda cinemática e difusão. Fread (1993) sugeriu uma fórmula para o cálculo do Δx – dito ideal – a ser utilizado pelos modelos simplificados.

Em geral, os modelos hidrodinâmicos completos representam muito bem os efeitos de amortecimento, translação, efeitos de jusante e a planície de inundação,

além de propagarem a onda de cheia conservando o volume dos hidrogramas e representando bem as vazões de pico. Em contrapartida, os modelos hidrodinâmicos completos podem exigir um alto custo computacional, especialmente se o modelo necessita ser aplicado um grande número de vezes, ou se a simulação é realizada para vários períodos de tempo. Devido a esse fato, continua-se o desenvolvimento, aperfeiçoamento e utilização de modelos hidrodinâmicos simplificados. Esses visam cada vez mais contemplar os efeitos representados por modelos hidrodinâmicos completos.

Diante dessa premissa surge a justificativa desse trabalho. Os modelos simplificados presentes na literatura representam bem o escoamento não permanente dentro de um determinado domínio ou campo estudado? Em qual âmbito é preferível utilizar modelos simplificados a modelos hidrodinâmicos completos? Entre as várias opções de modelos simplificados disponíveis, quais são os que apresentam melhores características para serem aplicados no contexto de modelos hidrológicos de grande escala? Os modelos hidrodinâmicos simplificados podem ser utilizados fora dos limites de aplicabilidade ou Δx ideal?

2. OBJETIVO

O objetivo geral desse trabalho é identificar, testar e aperfeiçoar modelos de propagação de vazão simplificados a fim de verificar suas vantagens e desvantagens apresentadas, comparando com soluções de modelos hidrodinâmicos completos.

3. MODELAGEM HIDROLÓGICA

3.1. Generalidades

Aplicações na área de engenharia hidrológica podem exigir análises complexas envolvendo variações temporais e espaciais da precipitação, vazão e outras variáveis hidrológicas (Ponce, 1989). Os modelos de simulação hidrológica, dado certo conjunto de entradas (variáveis hidrológicas), simulam um determinado sistema e como resultado obtêm a saída do modelo.

Os modelos hidrológicos são a representação de algum objeto ou sistema, em uma linguagem ou forma fácil de acesso ou uso, com o objetivo de entendê-lo e buscar respostas para diferentes entradas (Tucci, 2005). Esse sistema varia com o objetivo do estudo, podendo ser mais complexo, como por exemplo, uma bacia hidrográfica. Os modelos que simulam os processos em uma bacia hidrográfica são chamados geralmente de modelos hidrológicos.

3.2. Tipos de Modelos

A escolha de um modelo depende de fatores como o objetivo do estudo, as características da bacia e do rio, a disponibilidade de dados e a experiência do usuário com o modelo.

Se o problema a ser resolvido não exigir um grande detalhamento, por exemplo, pode-se utilizar um modelo mais parcimonioso com relação aos parâmetros. Bacias onde a variação de precipitação, tipo de solo, entre outras variáveis forem significativas, pode ser necessário o uso de um modelo que tenha capacidade de representar melhor o local de estudo.

Os processos representados em um modelo hidrológico (infiltração, escoamento superficial, evaporação, interceptação, escoamento subterrâneo, entre outros) podem ser representados por equações matemáticas. Quando os modelos utilizam as equações da continuidade e da quantidade de movimento para representar os processos físicos são chamados de modelos físicos.

Os modelos de base física são, geralmente, mais robustos, mas suas variáveis e parâmetros podem ser de difícil aquisição. Somando o fato anterior, a dificuldade de obtenção de dados e sabendo que o uso dos modelos de base física pode não ser tão vantajoso com relação a modelos mais simples (dependendo do objetivo do estudo), vários modelos vêm sendo desenvolvidos seguindo uma base conceitual.

Os modelos conceituais utilizam uma menor base física, mas em contrapartida, apresentam mais parâmetros cuja determinação direta é mais difícil, e que normalmente exigem uma fase de ajuste ou calibração. Talvez o mais simples modelo conceitual seja os de armazenamento, que utiliza uma equação diferencial simples para representar a variação do fluido em um determinado volume.

Quando as relações matemáticas não têm nenhuma base física, podem ser utilizados os modelos empíricos, ou caixa-preta. Esse tipo de modelo retorna a saída de uma simulação, dada certa entrada de dados, mas não tem relações com os processos físicos.

Com relação à discretização espacial da bacia, os modelos podem ser classificados como concentrados e distribuídos. Segundo Tucci (2005), os modelos distribuídos ainda podem ser divididos em distribuídos por sub-bacias e distribuídos por módulos.

Resumidamente, modelos concentrados não levam em conta a variação espacial das variáveis e dos parâmetros da bacia. É importante citar que essa afirmativa não compromete necessariamente o uso do modelo, pois os resultados de determinado estudo pode não necessitar de informações detalhadas espacialmente. Já os modelos distribuídos levam em consideração a variação de parâmetros e variáveis que interferem nos processos hidrológicos da bacia.

É importante utilizar um modelo distribuído, para o não comprometimento dos resultados, onde a chuva esteja variando em determinadas partes da bacia, onde o tipo de solo seja diversificado e importante para os processos considerados. A utilização desse tipo de modelo é favorecida pela disponibilidade de dados extraídos por sistemas de informações geográficas (SIG's). Esse tipo de modelo apresenta desvantagem quando se trata da etapa de calibração da bacia, devido ao fato do número bem maior de parâmetros e das possíveis interações dos mesmos na bacia.

3.3. Exemplos de modelos hidrológicos chuva-vazão

A seguir é apresentada uma breve descrição de alguns modelos hidrológicos desenvolvidos nas últimas décadas, classificados segundo o título anterior, dando ênfase ao componente de propagação de vazão. Os métodos ou modelos de propagação de vazão citados abaixo serão explicados no capítulo 5.

SHE (Abbott et al., 1986a; Abbott et al., 1986b), acrônimo de European Hydrological System (Système Hydrologique Européen) é um modelo de base física, determinístico distribuído. Desenvolvido pelo Instituto Hidráulico Dinamarquês, Instituto Britânico de Hidrologia e o SOGREAH, é conhecido por sua importância histórica. O SHE é baseado na premissa de que os modelos da época não representavam com precisão os processos hidrológicos devido a base empírica ou conceitual e que o uso de modelos de base física e distribuídos poderiam resolver isso. O modelo representa os processos de interceptação, evapotranspiração, escoamento em zonas saturadas e não saturadas, escoamento na superfície, escoamento no canal e neve. O escoamento no rio é calculado por um modelo de difusão unidimensional. Existem ainda algumas variações desse modelo, como é o caso do MIKE SHE (Thompson et al., 2004; Zhang et al., 2008).

TOPMODEL, sigla para “TOPography based hydrological MODEL”, também é uma referência devido a sua importância histórica, cerca de 33 anos. Segundo Beven (1997), esse modelo tem sido utilizado em inúmeras aplicações em uma larga variedade de bacias. O TOPMODEL é um modelo do tipo chuva-vazão, conceitual e semi-distribuído que utiliza o conceito de área variável de contribuição para a formação de escoamento superficial. No TOPMODEL a heterogeneidade da bacia hidrográfica é representada pelo índice topográfico de Kirkby (Beven et al., 2003).

TOPKAPI (TOPographic Kinematic Approximation and Integration) é um modelo de chuva-vazão, distribuído e de base física, desenvolvido sob a hipótese de que o escoamento horizontal em um ponto do solo, sobre as declividades e nos canais pode ser aproximado por um modelo de onda cinemática. O modelo utiliza, além da abordagem de onda cinemática, uma base de dados obtida a partir do MNT (modelo

numérico do terreno) da bacia (Liu e Todini, 2005; Liu, Martina e Todini, 2005; Ciarapica e Todini, 2002). O TOPKAPI original representa os processos de evapotranspiração, neve, água no solo, escoamento superficial e no canal. Todos os processos são simulados da mesma forma. Convertem-se as equações de onda cinemática em equações diferenciais ordinárias que representam reservatórios não lineares. Os processos são simulados e seguem a topografia da região obtida através do MNT.

O Modelo Hidrológico de Grandes Bacias, MGB-IPH, desenvolvido por Collischonn (2001) é um modelo distribuído, de base conceitual, baseado na estrutura dos modelos LARSIM e VIC-2L (Liang, Wood e Lettenmaier, 1995) com algumas adaptações e simplificações. O MGB é composto pelos módulos de balanço de água no solo, evapotranspiração, escoamentos superficial, sub-superficial e subterrâneo na célula e escoamento na rede de drenagem. A preparação dos dados é feita através de uma metodologia de geoprocessamento, obtida do MNT da região de estudo. O modelo também conta com uma metodologia para a fase de calibração automática. O MGB foi desenvolvido para ser aplicado em bacias com áreas maiores ou iguais a 10000 km². A metodologia de propagação no canal originalmente implementada no modelo é a de Muskingum-Cunge linear descrita em Tucci (2005). Na sua estrutura original o modelo foi aplicado em locais como a bacia do Rio Taquari-Antas (RS), Rio Taquari (MS) e na bacia do Uruguai.

Mais recentemente, Paiva (2009) criou uma versão do modelo MGB-IPH em que o método de Muskingum-Cunge foi substituído pelo modelo Hidrodinâmico IPH-IV, desenvolvido por Tucci (1978), aplicando o modelo na Bacia do Rio Solimões (AM). A avaliação de Paiva (2009) mostra que os resultados da nova versão do modelo são melhores do que os da versão original, entretanto, o tempo de processamento é cerca de 120 vezes maior, o que inviabiliza as aplicações que exigem um grande número de rodadas do modelo, como no caso da calibração automática do modelo (Paiva, 2009).

O mesmo autor, recentemente, analisou a desempenho da eficiência computacional do modelo MGB-IPH comparando três modelos: O modelo hidrodinâmico completo com um novo método de resolução da matriz esparsa, o modelo hidrodinâmico completo com o método antigo de resolução da matriz esparsa

desenvolvido por Tucci (1978) e o modelo Muskingum Cunge linear. O tempo de processamento do primeiro modelo foi de 30 minutos contra 600 minutos e 3 minutos dos outros modelos. O artigo com esse resultado foi submetido e está em processo de revisão.

Além desses, existem vários outros modelo hidrológicos utilizados e que vem sendo atualizados com o passar do tempo. A Tabela 3.1 mostra resumidamente alguns modelos encontrados na literatura e o método de propagação de vazão.

Tabela 3.1 - Alguns modelos hidrológicos e o método de propagação de vazão utilizado.

Modelo	Método de propagação	Referência
SHE	Modelo de Difusão 1D	Abbott et al., 1986a; Abbott et al., 1986b
TOPKAPI	Onda Cinemática	Todini, 2002
MGB-IPH	Muskingum-Cunge Linear/Hidrodinâmico completo	Collischonn, 2001
LASCAM	Método simplificado baseado em reservatório linear simples	Sivipalan et al., 2002
ARNO	Reservatório linear simples	Todini, 1996
LISFLOOD	Onda Cinemática	De Roo, Wesseling e Deursen, 2000
SWIM	Muskingum	Krysanova e Wechsung, 2000
HEC-1	Muskingum/Muskingum-Cunge/Onda Cinemática	USACE (1998)

Como pode ser visto na tabela, a maioria dos modelos hidrológicos citados utilizam métodos simplificados de propagação de vazão. Pode-se supor então, que apesar dos problemas apresentados por métodos ou modelos simplificados – problemas abordados mais adiante nesse trabalho – ainda assim esses apresentam uma grande valia.

O motivo disso é as vantagens apresentadas por uma metodologia simplificada de propagação de vazão: Menor tempo de simulação, custo computacional menor, facilidade de implementação e porque mesmo limitados, dependendo de fatores como área de estudo, objetivo do trabalho, os modelos simplificados são suficientes para representar o componente escoamento em rios dos modelos chuva-vazão.

4. ESCOAMENTO EM RIOS

4.1. Generalidades

O escoamento em rios e canais pode ser classificado em duas classes mais importantes: Permanente gradualmente variado e não-permanente gradualmente variado.

No escoamento permanente gradualmente variado, as grandezas (velocidade e nível, por exemplo) variam entre as seções, mas permanecem invariantes no tempo em uma determinada seção. No escoamento não-permanente gradualmente variado, as grandezas variam no espaço e no tempo.

As situações mais comuns na natureza, entretanto, correspondem ao escoamento não-permanente gradualmente variado. Nesse caso, o escoamento pode ser representado pelo conjunto de equações de Saint-Venant (equação da continuidade e da quantidade de movimento) na forma completa ou simplificada (Silva et al., (2003); Cunge et al., (1980); Tucci (2005); Chanson (2004)). Esse conjunto de equação representa, além de outros, os principais componentes do escoamento em rios e canais, a translação da onda de cheia (efeito de advecção), o amortecimento (efeito de dispersão) e os efeitos de jusante.

A seguir será mostrada uma explicação sobre os modelos hidrodinâmicos completos e simplificados e alguns exemplos de modelos que se encaixam nessas características.

4.2. Modelos hidrodinâmicos completos

Os modelos hidrodinâmicos completos unidimensionais utilizam as equações da conservação de massa e da quantidade de movimento para representar o escoamento em rios e canais. Essas duas equações combinadas formam o sistema de equações conhecido como equações de Saint-Venant:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = ql$$

Equação 4.1

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot A \cdot (S_0 - S_f) \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde

A [m²] é a área da seção transversal, Q [m³/s] é a vazão, q_l [m²/s] é a vazão de contribuição lateral, t [s] e x [m] são respectivamente o tempo e a distância longitudinal, g [m/s²] é a aceleração da gravidade, S_0 [m/m] é a declividade do fundo do rio, S_f [m/m] é a declividade da linha de energia e h [m] a profundidade da linha d'água, que pode ser dada pela equação a seguir.

$$S_f = \frac{|Q| \cdot Q \cdot n^2}{A^2 \cdot R^{4/3}} \quad \text{Equação 4.3}$$

Existem diversas formas de expressar esse conjunto de equações combinando de diferentes formas as suas variáveis. As equações acima estão expressas em função da vazão e da profundidade. Também pode-se representar essas equações em função da velocidade e profundidade, vazão e nível.

As seguintes hipóteses foram consideradas para o desenvolvimento das equações de Saint-Venant (Chow et al., 1994):

- As variáveis devem ser representadas por funções contínuas;
- Fluido incompressível e homogêneo;
- O escoamento é unidimensional, a velocidade é uniforme e igual à média e o nível de água é horizontal na seção transversal;
- A pressão é hidrostática, ou seja, depende apenas da profundidade;
- É possível utilizar equações para perda de carga, semelhantes às usadas em escoamento permanente, como a equação de Manning;
- A declividade do canal é baixa.

O equacionamento e as hipóteses são válidos para um canal ou rio subdividido em seções transversais (Figura 4.1).

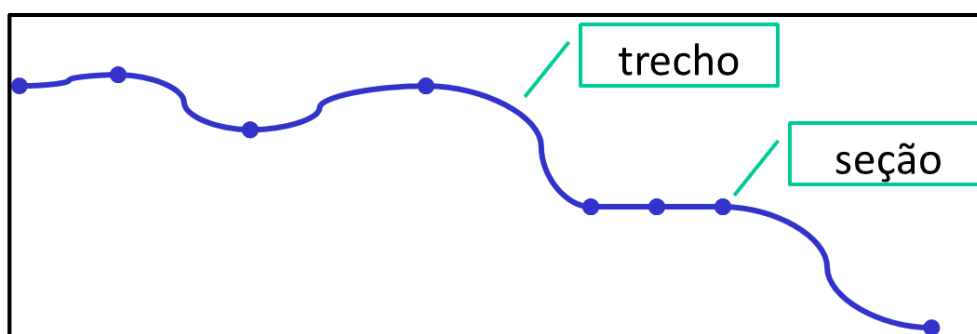


Figura 4.1 - Esquema do rio dividido em trechos e seções.

É importante citar que, como o conjunto de equações na forma completa é formado por um sistema de equações diferenciais de primeira ordem, do tipo hiperbólico, não existe uma solução analítica. Sendo assim, é necessária a utilização de técnicas numéricas para a resolução das equações (Fan e Li, 2006).

A técnica numérica mais frequentemente utilizada é o método das diferenças finitas. Este método aproxima as derivadas parciais analíticas para derivadas numéricas, e pode ser usado em esquemas explícitos ou implícitos.

Quando a estimativa da variável no tempo $t+1$ é feita a partir de resultados da mesma variável no tempo t (Esquema de Lax, Método de Leap-Frog, descritos em Cunge et al., 1980). Nos esquemas implícitos, o cálculo da variável no tempo $t+1$ não pode ser explicitado, formando assim um sistema de equações (Esquema de seis pontos de Abbott-Ionescu descrito em Cunge et al., 1980).

Vários esquemas numéricos podem ser utilizados para a resolução dessas equações. Um dos mais importantes é o esquema implícito de quatro pontos de Preissmann (Cunge et al., 1980), utilizado, por exemplo, no modelo HEC-RAS (USACE, 2008). Outro método para a resolução das equações de Saint-Venant é apresentado por Silva et al., (2003). É chamado de Método Explícito Difusivo de Diferenças Finitas.

A partir do desenvolvimento desses métodos de resolução de equações diferenciais, uma variedade de programas foi desenvolvida utilizando os modelos hidrodinâmicos em sua forma completa, como é o caso dos programas HEC-RAS e MIKE11 (DHI, 2007).

Apesar da facilidade na resolução das equações completas de Saint-Venant, graças a essas técnicas de resolução e ao desenvolvimento desses programas, é

importante citar que estudos envolvendo modelos hidrodinâmicos requerem atenção em alguns aspectos. Um exemplo disso é a questão da melhor representatividade do escoamento nas planícies de inundação. Pesquisas vêm sendo desenvolvidas com o intuito de melhorar a predição de áreas alagadas e entender melhor o escoamento nessas planícies (Paz et al., 2006).

4.3. Modelos hidrodinâmicos simplificados

Os modelos hidrodinâmicos simplificados utilizam a equação da continuidade (equação 4.1) e uma versão simplificada da equação da quantidade de movimento (equação 4.2). A maioria dos módulos de propagação em modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão utilizam essas simplificações devido às vantagens que serão comentadas no capítulo a seguir.

Um estudo no rio Kitakami (Área = 7860 km²) mostra a importância de cada termo da equação dinâmica. Como pode ser visto na Tabela 4.1 os termos de gravidade e atrito são mais significativos do que o termo de pressão e mais ainda quando comparado com o termo de inércia.

Tabela 4.1 – Valores dos termos da equação dinâmica (quantidade de movimento) para o rio Kitakami.

$\frac{S_f}{S_0} \approx 0,9$	$\frac{\frac{\partial h}{\partial x}}{S_0} \approx 2 \cdot 10^{-2}$	$\frac{\frac{\partial(Q/A)}{\partial t}}{gS_0} \approx \frac{\frac{\partial(Q/A)}{\partial t}}{gS_0} \approx 1,7 \cdot 10^{-3}$
-------------------------------	---	---

Em outro estudo, Silva et al. (2003) mostra os valores para cada termo da equação dinâmica (em função da velocidade) para alguns rios brasileiros. Como pode ser visto na Tabela 4.2, os termos mais significativos são os de atrito e gravidade. Os outros apresentam valores muito baixos, podendo chegar até a zero.

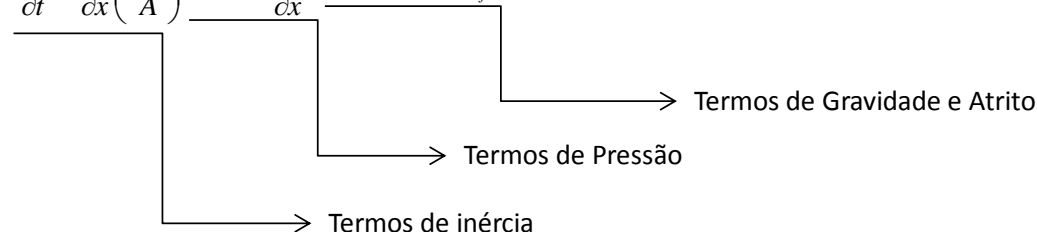
Tabela 4.2 - Valores dos termos da equação dinâmica (em função da velocidade).

Rio	$\frac{\partial v}{\partial t} \frac{1}{g}$	$\frac{\partial v}{\partial t} \frac{v}{g}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	S_0	S_f
Capibaribe (Limoeiro - Paudalho)	0,02	0	0,06	1,6	2,34

Rio	$\frac{\partial v}{\partial t} \frac{1}{g}$	$\frac{\partial v}{\partial t} \frac{v}{g}$	$\frac{\partial h}{\partial x}$	S_0	S_f
Paraibuna (Ponte Alta – Bairro Alto)	0	0	0,03	-	-
Paraíba do Sul (Caçapava - Tremembé)	0	0	0,03	6,67	6,7
Paraíba do Sul (Resende - Floriano)	0	0	0,02	0,21	0,26
Uruguai (Marcelino Ramos - Ita)	0	0	0,06	0,72	0,66

Fonte: Silva et al. (2003).

As simplificações consistem na retirada de um ou mais termos da equação da quantidade de movimento. Tucci (2005) mostra o significado de cada termo dessa equação:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot A \cdot (S_0 - S_f)$$


Os modelos simplificados podem ser classificados em modelos do tipo armazenamento, onda cinemática e difusão.

Os modelos do tipo armazenamento utilizam a equação da continuidade e desprezam completamente a equação da quantidade de movimento, considerando apenas uma relação entre o armazenamento e a vazão de saída e de entrada do trecho. Como exemplo, podem-se citar os modelos baseados em um reservatório linear simples, os modelos de Muskingum e SSARR (descritos em Tucci, 2005), o modelo ARNO, o modelo LASCAM, o modelo SWIM, já citados anteriormente, e o modelo THMB (Coe, 2002).

Quando a equação da continuidade é utilizada com a equação da quantidade de movimento, desprezando-se nessa os termos de inércia e de pressão, têm-se os

modelos do tipo onda cinemática. Nesse tipo de modelo considera-se que a declividade da linha d'água é igual à declividade de fundo do rio, ou seja, os termos de gravidade e de atrito são iguais. Esse tipo de modelo não considera os efeitos de jusante, causado em rios ou canais próximos a lagos ou mar, por exemplo. Modelos desse tipo representam apenas a translação da onda de cheia. O amortecimento, nesse caso, é artificial e acontece devido a um erro numérico.

Modelos como HEC-1, TOPKAPI e LISFLOOD, já citados anteriormente no presente trabalho, são exemplos de modelos que utilizam o equacionamento de onda cinemática para a propagação em rios e canais. Silva et al. (2003) também apresenta uma proposta de equacionamento de onda cinemática incorporando a vazão lateral. Ponce (1989) apresenta os esquemas numéricos de primeira e segunda ordem para a resolução dos modelos de onda cinemática. Além disso, é apresentado um critério de aplicabilidade desse tipo de modelo.

Os modelos do tipo difusão são distinguidos pela desconsideração apenas do termo de inércia, na equação da quantidade de movimento. Por ser considerado o termo de gravidade nessa equação, esse tipo de modelo passa a representar os efeitos de jusante, sendo assim, tem mais aplicabilidade que modelos do tipo onda cinemática. Com relação aos gradientes de velocidade, modelos desse tipo devem ser aplicados apenas onde não se observar grandes variações. Ponce (1989) apresenta um critério de aplicabilidade baseado em uma inequação que deve ser atendida. Essa inequação relaciona características do hidrograma e características do rio e da seção transversal.

Alguns modelos hidrológicos utilizam um modelo de difusão para o cálculo da propagação de vazão em rios e canais. Como exemplo, pode-se citar o modelo hidrológico SHE.

No método de Muskingum-Cunge há um termo de difusão numérica que é capaz de representar ou descrever a difusão física ou real. O critério de aplicabilidade do método de Muskingum-Cunge é apresentado por Tucci (2005), que também apresenta formulações não lineares e não lineares com planície de inundação para esse método.

4.4. Características representadas pelos modelos

A escolha do modelo para a propagação de vazão no rio ou canal dependerá de vários fatores. É importante que se tenha familiaridade com o modelo, para que o trabalho flua com mais facilidade. É importante também que o modelo represente as características desejadas para o trabalho em questão.

Modelos hidrodinâmicos completos representam além da vazão a montante e a jusante, variáveis como o nível d'água e as áreas alagadas. Modelos simplificados são capazes de representar apenas o hidrograma na seção considerada, e características como amortecimento e translação (Koussis, 2009).

A Tabela 4.3 mostra as principais características dos modelos de propagação de vazão citados.

Tabela 4.3 - Modelos de propagação de vazão.

Efeitos Modelos	Translação e Amortecimento	Efeito de jusante	Planície de inundação	Parâmetros	Resultados fornecidos
Reservatório linear simples	Sim	Não	Há possibilidade	Empírico/Físico	Vazão
Muskingum	Sim	Não	Não	Empírico	Vazão
Onda cinemática	Sim	Não	Não	Físico	Vazão
Muskingum-Cunge linear	Sim	Não	Não	Físico	Vazão
Muskingum-Cunge não linear com planície de inundação	Sim	Não	Sim	Físico	Vazão
Difusão	Sim	Sim	Há possibilidade	Físico	Vazão, nível
Hidrodinâmico completo	Sim	Sim	Sim	Físico	Vazão, nível d'água, área alagada

Fonte: Modificado de Paiva (2009)

4.5. Comparação entre modelos hidrodinâmicos completos e simplificados

Comparações entre modelos hidrodinâmicos simplificados e completos envolvem geralmente precisão, facilidade de aplicação, uso dos resultados, custo computacional entre outros fatores. Miller e Cunge (1975) citam uma lista uma série de vantagens e desvantagens dos modelos simplificados quando comparados com os modelos hidrodinâmicos completos.

Vantagens:

- Custo computacional menor e fácil implementação.
 - *Com relação ao custo computacional, mesmo existindo computadores mais potentes ou até mesmo clusters, é perceptível a diferença. Para estudos em bacias relativamente pequenas e na qual seja desejado saber apenas poucas informações, ainda é válido usar um modelo simplificado. A facilidade de implementação é visível. A metodologia para uso dos modelos simplificados é bem menor e mais simples de ser aplicada e implementada.*
- Em muitas aplicações de modelos de escoamento não permanente gradualmente variado, os termos de inércia na equação da quantidade de movimento são pequenos ou até desconsiderados em comparação com outros termos.
 - *Isso pode ser visto facilmente no quadro do capítulo 4.3. Para o exemplo mostrado, o termo de inércia é muito pequeno comparado com o termo de atrito e gravidade por exemplo.*
- Modelos simplificados podem obter respostas em muito menos tempo do que modelos hidrodinâmicos completos.
 - *Essa vantagem está ligada diretamente com o primeiro tópico. Devido a fácil implementação e ao baixo custo computacional, os resultados são obtidos bem mais rapidamente.*

- Em modelos simplificados, a geometria, geralmente, não precisa ser definida com detalhes.
 - *Isso é uma vantagem. Existem poucos dados de seções detalhadas. Nos modelos simplificados, a seção é dada de uma forma uniforme, um retângulo por exemplo.*
- Modelos simplificados podem ser integrados mais facilmente em modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão.
 - *Essa também é uma vantagem ligada diretamente com a facilidade de implementação desse tipo de modelo.*
- O uso dos resultados das simulações podem não necessitar de uma precisão fornecida por um modelo hidrodinâmico completo.
 - *A depender do tipo da bacia hidrográfica, da declividade, ou outros fatores, a simples simulação da vazão pode ser um resultado suficientemente bom para o objetivo desejado.*

Desvantagens dos modelos simplificados:

- Precisão dos resultados é limitada.
 - *A precisão é limitada principalmente pelo fato dos modelos simplificados não considerarem alguns dos termos da equação dinâmica.*
- Não representam efeito de jusante.
 - *Em rios onde o efeito de jusante é importante, os resultados das simulações podem não ficar bons.*
- Não representam os termos de inércia da equação da quantidade de movimento.
- Não representam os termos de pressão da equação da quantidade de movimento.
- O armazenamento geralmente não é função apenas das vazões conhecidas de entrada e saída de um trecho.

5. MODELOS DE PROPAGAÇÃO, REPRESENTAÇÃO DA PLANÍCIE DE INUNDAÇÃO E ANÁLISE DO DESEMPENHO DOS MODELOS

5.1. O modelo de Onda Cinemática

Esse método desconsidera os termos de inércia e de pressão na equação dinâmica reduzindo-a assim a condição de escoamento uniforme.

No seu equacionamento mais simples o método não conserva o volume dos hidrogramas.

Considerando a equação da continuidade, mostrada a seguir:

$$B \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = ql \quad \text{Equação 5.1}$$

E utilizando a equação de Manning no lugar da curva-chave, temos a seguinte equação de quantidade de movimento ou equação dinâmica:

$$h = \frac{Q^{0.6} n^{0.6}}{B^{0.6} S^{0.3}} \quad \text{Equação 5.2}$$

Ou ainda:

$$h = \alpha Q^\beta \quad \text{Equação 5.3}$$

O equacionamento proposto em Silva (2003) permite distinguir uma largura de armazenamento (Ba) e uma largura dinâmica (Bd). A primeira trata da largura total da seção, englobando a largura da calha e das áreas alagadas. A segunda trata da fração da largura onde ocorre o escoamento.

Tendo em vista esses conceitos, as equações acima podem ser reescritas da seguinte forma:

$$B_a \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = ql \quad \text{Equação 5.4}$$

$$h = \frac{Q^{0.6} n^{0.6}}{B_d^{0.6} S^{0.3}} \quad \text{Equação 5.5}$$

Na resolução numérica, para se obter a profundidade em uma seção j e em um tempo $i+1$, utiliza-se os valores conhecidos na seção j e no tempo i , seguindo o seguinte desenvolvimento:

$$h_j^{i+1} = \alpha(Q_j^{i+1})^\beta \quad \text{Equação 5.6}$$

$$h_j^i = \alpha(Q_j^i)^\beta \quad \text{Equação 5.7}$$

$$\frac{dh}{dt} = \frac{\alpha(Q_j^{i+1})^\beta - \alpha(Q_j^i)^\beta}{\Delta t} \quad \text{Equação 5.8}$$

$$\frac{dQ}{dx} = \frac{\vartheta(Q_{j+1}^{i+1} - Q_j^{i+1}) + (1-\vartheta)(Q_{j+1}^i - Q_j^i)}{\Delta x} \quad \text{Equação 5.9}$$

O parâmetro ϑ pode variar de 0,5 até 1.

Substituindo o esquema numérico acima na equação da continuidade, tem-se:

$$B_a \frac{\alpha(Q_j^{i+1})^\beta - \alpha(Q_j^i)^\beta}{\Delta t} + \frac{\vartheta(Q_{j+1}^{i+1} - Q_j^{i+1}) + (1-\vartheta)(Q_{j+1}^i - Q_j^i)}{\Delta x} = ql \quad \text{Equação 5.10}$$

Explicitando o termo Q_{j+1}^{i+1} , a única incógnita da equação acima, se obtém a seguinte expressão:

$$Q_{j+1}^{i+1} = Q_j^{i+1} + \frac{1}{\vartheta} \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} \right) (B_a \alpha) [(Q_j^i)^\beta - (Q_j^{i+1})^\beta] + \frac{1-\vartheta}{\vartheta} (Q_j^i - Q_{j+1}^i) + \frac{ql\Delta x}{\vartheta} \quad \text{Equação 5.11}$$

Essa metodologia, apresentada em Silva (2003), apesar de ser não-linear, pois há uma variação do nível d'água em função da vazão no tempo, é de simples resolução numérica, como pode ser visto, a metodologia é resolvida explicitamente.

5.2. Os modelos Muskingum-Cunge linear e não linear

Um dos modelos mais utilizados de escoamento em rios é o modelo de Muskingum. O modelo, do tipo armazenamento, foi proposto por McCarthy em 1939 e aplicado no rio Muskingum, nos Estados Unidos.

Em 1969, Cunge, modificou o método de Muskingum original. Essa nova metodologia passou a ser chamada de Muskingum Cunge linear (MCL) e é muito utilizada quando se tem características físicas do rio. No método de Muskingum Cunge, a difusão real é aproximada de uma difusão causada devido a substituições do esquema numérico na equação da continuidade e expansão de série de Taylor.

Com relação à conservação de volume, o método de propagação de vazão de Muskingum-Cunge linear, por exemplo, não apresenta erros dessa natureza, entretanto pode apresentar uma estimativa ruim com relação à vazão de pico

simulada. Esse método é bem vantajoso com relação à obtenção dos parâmetros, que podem ser extraídos de poucas características físicas do rio. É um método que apresenta bons resultados em rios onde o efeito de armazenamento na planície de inundação nos rios não é importante.

Uma alternativa para resolver casos onde o armazenamento na planície de inundação é significativo é utilizar o método de Muskingum-Cunge não linear com planície de inundação (Tucci, 2005). Esse modelo, que fixa os parâmetros a cada intervalo de tempo, representa bem os extremos, mas em contrapartida pode apresentar erros significativos na conservação de volume (Failache et.al., 2004). Os erros de conservação de volume na propagação de vazão podem ser da ordem de 8% a 10% (Tang & Samuels, 1999).

5.2.1. Muskingum Cunge Linear (MCL)

Os métodos derivados de Muskingum utilizam as duas equações a seguir:

$$\frac{dS}{dt} = I - Q \quad \text{Equação 5.12}$$

$$S = k\varepsilon I + k(1 - \varepsilon)Q \quad \text{Equação 5.13}$$

Onde:

S : Volume armazenado [L^3];

I e Q : Vazões de entrada e saída respectivamente [L^3/T];

k e ε : Parâmetros do modelo. Estão associados com a translação e com o amortecimento da onda de cheia respectivamente.

Derivando a segunda equação e assumindo os parâmetros constantes no tempo tem-se:

$$k\varepsilon \frac{dI}{dt} + k(1 - \varepsilon) \frac{dQ}{dt} = I - Q \quad \text{Equação 5.14}$$

Utilizando diferenças finitas podemos reescrever a equação supracitada da seguinte forma:

$$k\varepsilon \frac{I_{t+1} - I_t}{\Delta t} + k(1 - \varepsilon) \frac{Q_{t+1} - Q_t}{\Delta t} = \frac{I_{t+1} + I_t}{2} - \frac{Q_{t+1} + Q_t}{2} \quad \text{Equação 5.15}$$

Multiplicando por $2\Delta t$ e fazendo algumas manipulações, a equação fica da seguinte forma:

$$Q_{t+1} = C1I_{t+1} + C2I_t + C3Q_t \quad \text{Equação 5.16}$$

Onde:

$$C1 = \frac{-2k\varepsilon + \Delta t}{2k(1-\varepsilon) + \Delta t} \quad \text{Equação 5.17}$$

$$C2 = \frac{2k\varepsilon + \Delta t}{2k(1-\varepsilon) + \Delta t} \quad \text{Equação 5.18}$$

$$C3 = \frac{2k\varepsilon - \Delta t}{2k(1-\varepsilon) + \Delta t} \quad \text{Equação 5.19}$$

Sendo $C1 + C2 + C3 = 1$.

Essa equação final, com seus parâmetros $C1$, $C2$ e $C3$ representa o método de Muskingum em sua forma original.

Em 1969, Cunge concluiu que o método de Muskingum é uma solução da equação hiperbólica da onda cinemática e que a atenuação da onda de cheia que acontece na propagação utilizando esse método é devido a uma difusão numérica relacionada ao esquema de cálculo.

O esquema numérico é baseado em diferenças finitas e usa uma malha de quatro pontos (esquema implícito de Preissmann) (Figura 5.1).

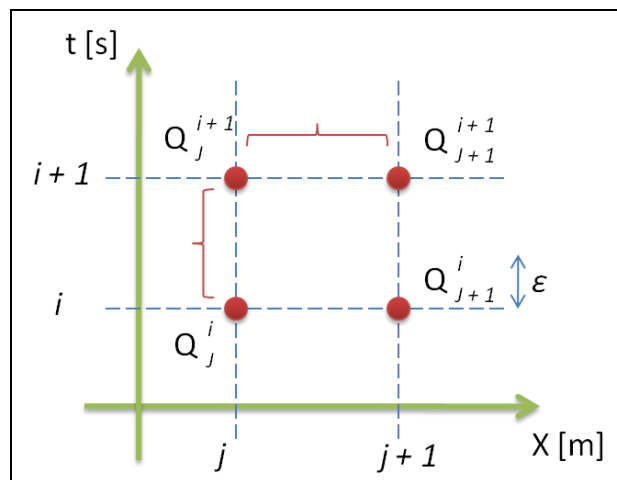


Figura 5.1 - Esquema numérico implícito de Preissmann.

Utilizando esse esquema numérico tem-se:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = \frac{\varepsilon(Q_j^{i+1} - Q_j^i) + (1-\varepsilon)(Q_{j+1}^{i+1} - Q_{j+1}^i)}{\Delta t} \quad \text{Equação 5.20}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\vartheta(Q_{j+1}^{i+1} - Q_j^{i+1}) + (1-\vartheta)(Q_{j+1}^i - Q_j^i)}{\Delta x} \quad \text{Equação 5.21}$$

E substituindo essas equações na equação a seguir:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Equação 5.22}$$

Obtém-se:

$$\frac{\varepsilon(Q_j^{i+1} - Q_j^i) + (1-\varepsilon)(Q_{j+1}^{i+1} - Q_{j+1}^i)}{\Delta t} + \frac{c}{2} \frac{(Q_{j+1}^{i+1} - Q_j^{i+1}) + (Q_{j+1}^i - Q_j^i)}{\Delta x} = 0 \quad \text{Equação 5.23}$$

(Considerando $\vartheta = 0.5$).

Após algumas manipulações, pode-se obter a seguinte equação:

$$Q_{j+1}^{i+1} = C1Q_j^{i+1} + C2Q_j^i + C3Q_{j+1}^i \quad \text{Equação 5.24}$$

Onde:

$$C1 = \frac{-2\Delta x\varepsilon + c\Delta t}{2\Delta x(1-\varepsilon) + c\Delta t} \quad \text{Equação 5.25}$$

$$C2 = \frac{2\Delta x\varepsilon + c\Delta t}{2\Delta x(1-\varepsilon) + c\Delta t} \quad \text{Equação 5.26}$$

$$C3 = \frac{2\Delta x\varepsilon - c\Delta t}{2\Delta x(1-\varepsilon) + c\Delta t} \quad \text{Equação 5.27}$$

O próximo passo de Cunge foi expandir a equação da continuidade (equação na forma numérica) em séries de Taylor, e igualar os termos de segunda ordem ao termo de difusão, da equação parabólica de difusão. Essas duas equações são mostradas a seguir:

$$R = \frac{c\Delta x}{2} (1 - 2\varepsilon) \frac{d^2 Q}{dx^2} \quad \text{Equação 5.28}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q}{2BS0} \frac{d^2 Q}{dx^2} \quad \text{Equação 5.29}$$

Onde:

$S0$: Declividade [L/L];

B : Largura do canal [L];

c : Celeridade [L/T].

Igualando esses termos e isolando o parâmetro ε tem-se a seguinte equação:

$$\varepsilon = 0.5 \left(1 - \frac{Q}{c\Delta x BS0} \right) \quad \text{Equação 5.30}$$

É válido citar que geralmente adota-se $k = \Delta x/c$

Com base nessa substituição, os valores de $C1$, $C2$ e $C3$ podem ser reescritos em termo do número de Courant e na Difusão:

$$C1 = \frac{-1+C+D}{1+C+D} \quad \text{Equação 5.31}$$

$$C2 = \frac{1+C-D}{1+C+D} \quad \text{Equação 5.32}$$

$$C3 = \frac{1-C+D}{1+C+D} \quad \text{Equação 5.33}$$

Onde:

$$C = \frac{c\Delta t}{\Delta x} \quad \text{Equação 5.34}$$

$$D = \frac{Q}{c\Delta xBS0} \quad \text{Equação 5.35}$$

E finalmente:

$$\Delta x = \frac{c\Delta t}{2} \left[1 + \left(1 + 1,5 \frac{Q}{BS0\Delta t c^2} \right)^{0,5} \right] \quad \text{Equação 5.36}$$

$$c = \frac{5}{3} \frac{Q^{0,4} S0^{0,3}}{n^{0,6} B^{0,4}} \quad \text{Equação 5.37}$$

O parâmetro n corresponde ao número de Manning.

5.2.2. Muskingum Cunge Não-Linear (MCNL)

Segundo Tang & Samuels (1999), os parâmetros k e ε são estimados normalmente com base em uma vazão de referência. Após a quantificação dessa vazão de referência, calcula-se a celeridade, e outros parâmetros necessários para a obtenção do hidrograma de saída.

No modelo de MCL, essa vazão de referência é geralmente estimada como sendo 70% da vazão de pico.

No que diz respeito aos métodos não lineares, a vazão de referência é baseada em alguns esquemas. Alguns desses esquemas podem ser vistos com mais detalhes em Faillache et.al., (2004), Tang & Samuels (1999) e Perumal et al., 2008.

Os esquemas para a estimação da vazão de referência utilizados nesse trabalho são:

- MCNL3 (Esquema de três pontos explícito)

$$Q_{ref}(i, j) = \frac{Q_j^i + Q_j^{i+1} + Q_{j+1}^i}{3} \quad \text{Equação 5.38}$$

$$c(i, j) = c(Q_{ref}(i, j)) \quad \text{Equação 5.39}$$

- MCNL4 (Esquema de quatro pontos implícito)

$$Q_{ref}(i, j) = \frac{Q_{j+1}^{i+1} + Q_j^i + Q_j^{i+1} + Q_{j+1}^i}{4} \quad \text{Equação 5.40}$$

$$c(i, j) = c(Q_{ref}(i, j))$$

Equação 5.41

É válido citar que o MCNL3 é o modelo de propagação de vazão implementado no IPHS1. O modelo IPH1 é uma junção dos modelos IPH-II e IPH-III com uma interface amigável. O modelo IPH-III diz respeito à propagação de vazão nos canais. Além do MCNL3, ele utiliza os modelos de Muskingum-Cunge linear e Muskingum-Cunge não linear com planície de inundação (Tucci, 2005). No IPHS1 a bacia é subdividida em sub-bacias e trechos de rios. A integração entre a estrutura dos modelos é realizada através da equação da continuidade (Tucci, 2005).

O equacionamento para se obter hidrogramas de saída por métodos não-lineares é igual ao método linear, salvo a vazão e celeridade de referência, que mudam a cada passo de tempo e espaço (i e j). Como já dito anteriormente, o MCNL não conserva o volume.

A resolução numérica é ligeiramente mais robusta por realizar o cálculo dos parâmetros k e x a cada passo de tempo e em todos os trechos simulados. Outra observação entre esses dois esquemas é que o MCNL3 é explícito, em contrapartida, MCNL4 é um método implícito.

Tucci e Zamanillo (1987) apud Silva et al. (2003) mostra um estudo comparativo entre o modelo Muskingum-Cunge linear e não-linear no rio Jacuí, bacia da Lagoa dos Patos, RS. Os resultados mostram que o modelo não-linear representa melhor os extremos de vazão do que o modelo linear. Isso se deve ao fato do modelo não-linear não fixar os parâmetros ao longo do tempo e espaço, como dito anteriormente.

5.3. Modelos de propagação mais recentes

É provada, pela literatura existente, a grande dificuldade de desenvolver metodologias não-lineares dos métodos de Muskingum-Cunge, onda cinemática e difusão de escoamento superficial em rios ou canais que conservem o volume dos hidrogramas propagados, apesar da não-linearidade produzir resultados melhores no que diz respeito aos valores da magnitude e tempo de ocorrência dos picos do hidrograma (Ponce et al., 1996).

É importante citar que a conservação dos volumes a montante e a jusante é de grande importância. Um hidrograma que não conserva o volume pode indicar uma má estimativa das informações, como a subestimativa da vazão de pico, imprecisão da vazão propagada, o volume da onda de cheia, entre outros.

Existem diversos artigos que tentam resolver o problema da conservação de massa nos métodos não lineares. Pode-se citar Perumal (1994a, 1994b), Cappelaere (1997), Todini (2007), entre outros.

Cappelaere (1997), desprezando os termos de inércia, no equacionamento de Saint-Venant, mais precisamente na equação da quantidade de movimento, desenvolveu um modelo de difusão (pode-se chamar de advecção/difusão), com condições de contorno a jusante. Essa metodologia apresenta o esquema de Crank-Nicholson de diferenças finitas para a resolução numérica e mostra que os resultados de sua utilização são convincentes, comparando-os com a solução numérica das equações de Saint-Venant completas, além de conservar o volume.

Perumal (1994a, 1994b) e Perumal & Raga Raju (1998a, 1998b) utilizaram as equações da continuidade e de quantidade de movimento, considerando apenas os termos de atrito e gravidade. A teoria dessa metodologia se baseia no fato de que no escoamento permanente em um rio, de uma determinada seção prismática, o volume e conseqüentemente a área da seção transversal por onde transita o fluxo é exclusivamente relacionada com a vazão na mesma seção e as grandezas modificam-se somente na seção transversal, sendo invariantes com o tempo. No entanto a situação se modifica no escoamento não-permanente. O armazenamento pode não estar ligado unicamente com a vazão naquele ponto, e sim com uma vazão a montante ou a jusante, dependendo das características de cada canal. A teoria apresentada é semelhante à onda cinemática. Perumal, O'Connell e Raga Raju (2001) apresentaram a mesma metodologia aplicando em rios da Austrália e Reino Unido. Os autores obtiveram resultados satisfatórios nos campos de propagação de vazão (utilizando planície de inundação). Segundo os autores, o método também é utilizável no campo de previsão de vazão em tempo real.

Todini (2007), a partir das equações originais de Muskingum-Cunge, desenvolveu uma metodologia que contempla a conservação de volume. No estudo,

Todini percebeu que a metodologia original de Muskingum-Cunge apresentava duas inconsistências.

A primeira diz respeito a não conservação de volume e a segunda mostra incoerências nas equações que representam o armazenamento (uma em função das vazões de montante e jusante e a outra em função dos parâmetros de advecção e atenuação). Essa última incoerência não permite que após a propagação da onda de cheia, o escoamento retorne ao regime permanente, sendo sempre menor que o mesmo.

Com relação à conservação de volume, a idéia para se resolver tal problema é centrada no fato de que no equacionamento de Muskingum-Cunge não-linear, os parâmetros, em um determinado passo de tempo, são diferentes, dependendo da escolha dos parâmetros, ou do passo de tempo anterior, ou do passo de tempo posterior. A metodologia apresenta modificações durante a derivação do método de Muskingum-Cunge que permite resolver esse problema. A seguir será apresentado o modelo Muskingum-Cunge modificado por Todini.

5.3.1. Método de Muskingum-Cunge-Todini

Um novo algoritmo para propagação de vazão com conservação de volume foi proposto por Todini (2007), e chamado de "Muskingum Cunge não linear – Todini" (MCT – Variable Parameter Muskingum Todini). No presente item será descrito um resumo do algoritmo e as modificações em alguns parâmetros para facilidade de implementação e diminuição de custo computacional.

O primeiro passo do algoritmo é estimar a vazão no tempo $i+1$ do hidrograma de saída. Inicialmente o valor é:

$$Q_0 = Q_{j+1}^i + Q_j^{i+1} - Q_j^i \quad \text{Equação 5.42}$$

Com essa vazão, calculam-se as vazões de referência nos tempos i e $i+1$:

$$Q_{ref_{j+1}}^i = \frac{Q_j^i + Q_{j+1}^i}{2} \quad \text{Equação 5.43}$$

$$Q_{ref_{j+1}}^{i+1} = \frac{I_j^{i+1} + Q_0}{2} \quad \text{Equação 5.44}$$

I e Q : Vazões de entrada e saída respectivamente [L^3/T];

Com base nessas vazões de referência, calculam-se os níveis de água:

$$y_{j+1}^i = \alpha Qref_{j+1}^i \quad \text{Equação 5.45}$$

$$y_{j+1}^{i+1} = \alpha Qref_{j+1}^{i+1} \quad \text{Equação 5.46}$$

$$\alpha = \frac{n^{0.6}}{S0^{0.3} B^{0.6}} \quad \text{Equação 5.47}$$

Usando ainda a vazão de referência foi possível calcular as celeridades em cada intervalo de tempo:

$$c_{j+1}^i = \frac{5}{3} \frac{S0^{0.3}}{n^{0.6} B^{0.4}} Qref_{j+1}^i \quad \text{Equação 5.48}$$

$$c_{j+1}^{i+1} = \frac{5}{3} \frac{S0^{0.3}}{n^{0.6} B^{0.4}} Qref_{j+1}^{i+1} \quad \text{Equação 5.49}$$

Obs.: É considerado nessa fórmula que o raio hidráulico é igual à profundidade do rio (aproximação válida quando o rio é muito mais largo do que profundo - Tucci, 1998).

Com base na vazão de referência, no nível de água e na celeridade pode-se calcular o fator de correção β' :

$$\beta_{j+1}^i = \frac{c_{j+1}^i A_{j+1}^i}{Qref_{j+1}^i} \quad \text{Equação 5.50}$$

$$\beta_{j+1}^{i+1} = \frac{c_{j+1}^{i+1} A_{j+1}^{i+1}}{Qref_{j+1}^{i+1}} \quad \text{Equação 5.51}$$

O número de Courant (C^*):

$$C^*_{j+1}^i = \frac{c_{j+1}^i \Delta t}{\beta_{j+1}^i \Delta x} \quad \text{Equação 5.52}$$

$$C^*_{j+1}^{i+1} = \frac{c_{j+1}^{i+1} \Delta t}{\beta_{j+1}^{i+1} \Delta x} \quad \text{Equação 5.53}$$

E a difusão:

$$D_{j+1}^i = \frac{Qref_{j+1}^i}{c_{j+1}^i \beta_{j+1}^i \Delta x BS0} \quad \text{Equação 5.54}$$

$$D_{j+1}^{i+1} = \frac{Qref_{j+1}^{i+1}}{c_{j+1}^{i+1} \beta_{j+1}^{i+1} \Delta x BS0} \quad \text{Equação 5.55}$$

Finalmente os parâmetros $C1$, $C2$ e $C3$ do método proposto por Todini (2007):

$$C1 = \frac{-1 + C^*_{j+1}^{i+1} + D_{j+1}^{i+1}}{1 + C^*_{j+1}^{i+1} + D_{j+1}^{i+1}} \quad \text{Equação 5.56}$$

$$C2 = \frac{1+C*j_{j+1}^i - D_{j+1}^i}{1+C*j_{j+1}^{i+1} + D_{j+1}^{i+1}} \quad \text{Equação 5.57}$$

$$C3 = \frac{1-C*j_{j+1}^i + D_{j+1}^i}{1+C*j_{j+1}^{i+1} + D_{j+1}^{i+1}} \quad \text{Equação 5.58}$$

O último passo é calcular a vazão de saída no tempo $i+1$ pela fórmula tradicional:

$$Q_{j+1}^{i+1} = C1Q_j^{i+1} + C2Q_j^i + C3Q_{j+1}^i \quad \text{Equação 5.59}$$

É indispensável que repita duas vezes as equações que estão no tempo $i+1$ para que se possa eliminar a influência da estimativa inicial para Q_{j+1}^{i+1} .

5.4. Representação da planície de inundação em modelos de propagação

Em rios onde a planície de inundação tem um efeito importante, deve-se levar em consideração a representação da mesma no modelo utilizado, pois o comportamento da onda de cheia é afetado consideravelmente pela interação entre canal e planície.

O armazenamento na planície de inundação é um dos mais importantes aspectos que contribuem para o amortecimento dos hidrogramas de cheia. Segundo Price (2009), modelos simplificados que consideram esse efeito são muito mais precisos quando relacionados aos que não consideram, além de representarem o sistema simulado de maneira mais aproximada quando comparados com modelos hidrodinâmicos completos. As trocas de água entre calha e planície influenciam diretamente na celeridade da onda como pode ser visto na Figura 5.2.

Nota-se que enquanto a água permanece na calha ($Q = Q1$), a celeridade tende a aumentar. Isso acontece devido às relações geométricas da seção. Assim que a água passa para a planície de inundação ($Q = Q2$), a celeridade decresce até um valor muito baixo e rapidamente. A partir do momento que a água está estabilizada na seção ($Q = Q3$) não há um aumento significativo na largura da seção transversal, fazendo com que a celeridade aumente, mas de uma forma mais branda. O mesmo comportamento pode ser visto na Figura 5.3, referente ao trabalho realizado por Wong e Laurenson (1983).

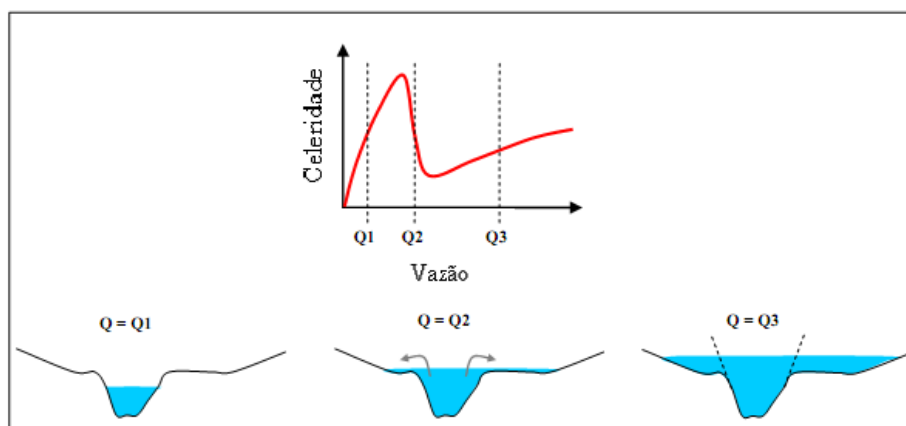


Figura 5.2 - Efeito do armazenamento na planície de inundação na celeridade. Fonte: Paiva, 2009.

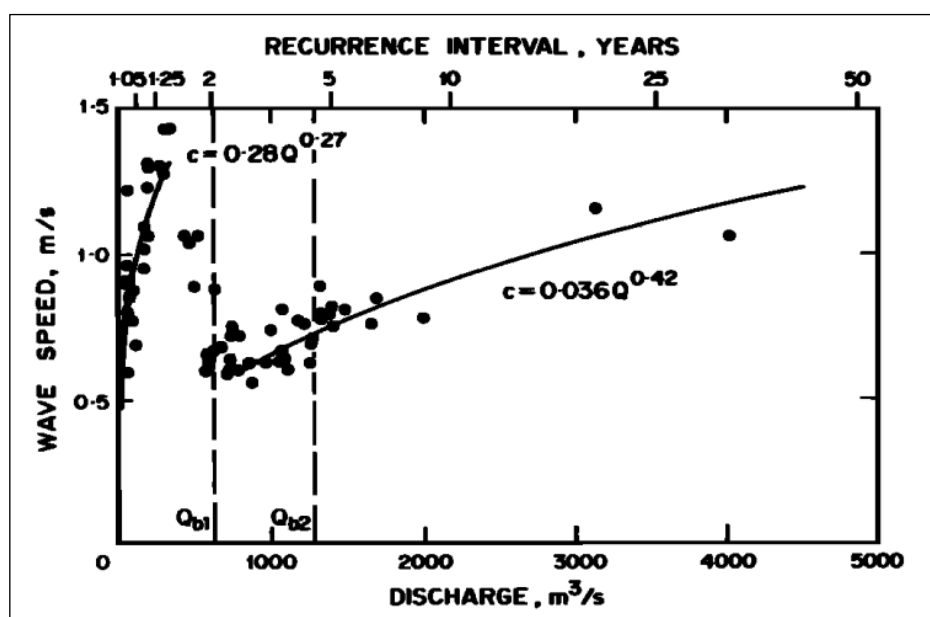


Figura 5.3 - Relação celeridade x vazão no rio Murrumbidgee, na Austrália ($L = 115 \text{ km}$, $S_0 = 3.2 \times 10^{-4} \text{ m/m}$). (Fonte: Wong e Laurenson, 1983).

As planícies de inundação podem interferir no escoamento de várias formas. O armazenamento na planície de inundação pode contribuir para o amortecimento e atraso dos hidrogramas. Paz et al. (2006), cita casos em que os volumes extravasados da calha do rio para a planície de inundação não retornam totalmente após o pico da cheia em função de características particulares do local, como exemplo o Pantanal.

Segundo Paz (2010), nos rios com planície de inundação, a representação matemática das trocas de água entre canal e planície e do escoamento sobre a planície requer uma abordagem específica, caso o interesse do estudo seja simular padrões de

inundação na planície. Segundo o mesmo autor, o extravasamento de água no rio para a planície é uma consequência natural do regime hidrológico.

Em épocas de estiagem, por exemplo, o escoamento limita-se apenas a calha do rio ou canal. Em períodos de cheias pode haver o extravasamento para áreas planas adjacentes aos canais. Esse escoamento na planície pode muitas vezes se tornar independente do escoamento no rio levando ao armazenamento de volumes em áreas alagadas.

Existem diversas alternativas para representar tanto o fluxo no canal principal como na planície de inundação. Com relação à planície de inundação, pode-se usar metodologia de seções compostas acoplando isso a modelos hidrodinâmicos completos ou simplificados de propagação de vazão. Outra forma consiste no uso de modelos bidimensionais ou tridimensionais para representar o escoamento na planície. Além disso, pode-se usar um modelo de células acoplado a um modelo unidimensional para representação do fluxo na planície de do canal.

Alguns trabalhos desenvolvidos nessa última década abordam a combinação de modelos diferentes para planície e para o canal principal. Como exemplo pode-se citar os trabalhos de Paz (2010), Bates e De Roo (2000) e Horritt e Bates (2002) que acoplaram modelos hidrodinâmicos (escoamento na calha do rio) a modelos tipo raster e bidimensional para planície de inundação.

5.5. Modelo Hidrodinâmico: HEC-RAS

O programa HEC-RAS foi desenvolvido por USACE. (2008) permite análises unidimensional de rios no regime permanente e não-permanente. Além desses dois módulos, o programa também possui um módulo de análise de sedimentos.

O HEC-RAS utiliza as equações de Saint-Venant completas para propagar a vazão em trechos de rio.

A primeira etapa para a utilização desse programa é a definição da geometria do rio. Nessa etapa define-se o tipo de seção transversal, determinado através de cotas e distâncias, o coeficiente de rugosidade para a seção (pode ser uniforme ou variado em cada parte da seção) e a discretização espacial do rio.

Após isso, pode-se escolher entre os módulos de regime permanente, não-permanente ou sedimentos.

Com relação ao módulo de regime não-permanente, o primeiro passo pode ser a entrada das condições iniciais do hidrograma a ser propagado. O próximo passo são as condições de contorno. A montante do rio ou canal pode-se utilizar um hidrograma de entrada. Na condição de contorno a jusante pode-se utilizar várias opções. Dentre elas, uma declividade para se calcular a curva-chave.

Por fim, escolhe-se o intervalo temporal de simulação utilizado na simulação.

No HEC-RAS, a análise de estabilidade do esquema de Preissmann é realizada pelo critério de Von Neuman. Segundo essa análise, o esquema é incondicionalmente estável no intervalo de variação do parâmetro *teta* entre 0,5 e 1.

5.6. Avaliação do desempenho dos modelos

5.6.1. Conservação de volume e análise visual dos hidrogramas

Após as simulações serão comparados e analisados os resultados obtidos por cada modelo de propagação de vazão. Vale citar que o erro de volume foi calculado pela seguinte fórmula:

$$\text{erro}V(\%) = \frac{\sum I - \sum Q}{\sum I} 100 \quad \text{Equação 5.60}$$

Nos testes onde forem comparados modelos hidrodinâmicos completos e simplificados, um dos critérios de avaliação será a variação no tempo e na vazão de pico. A forma de comparação será visual, por meio de gráficos ou por meio das tabelas contendo os resultados.

Uma atenção especial foi dada aos erros que podem ser observados diretamente no gráfico do hidrograma, como a tendência de alguns modelos apresentarem uma pequena redução da vazão antes do início da ascensão do hidrograma. Este efeito, chamado aqui de subida invertida do hidrograma, foi observado por outros autores (Perumal (1992); Szél e Gáspár (2000)) e está relacionado à discretização temporal e espacial adotada. Além disso, a avaliação visual também buscou identificar períodos de instabilidade nos picos e na recessão, como ilustrado no exemplo da Figura 5.4.

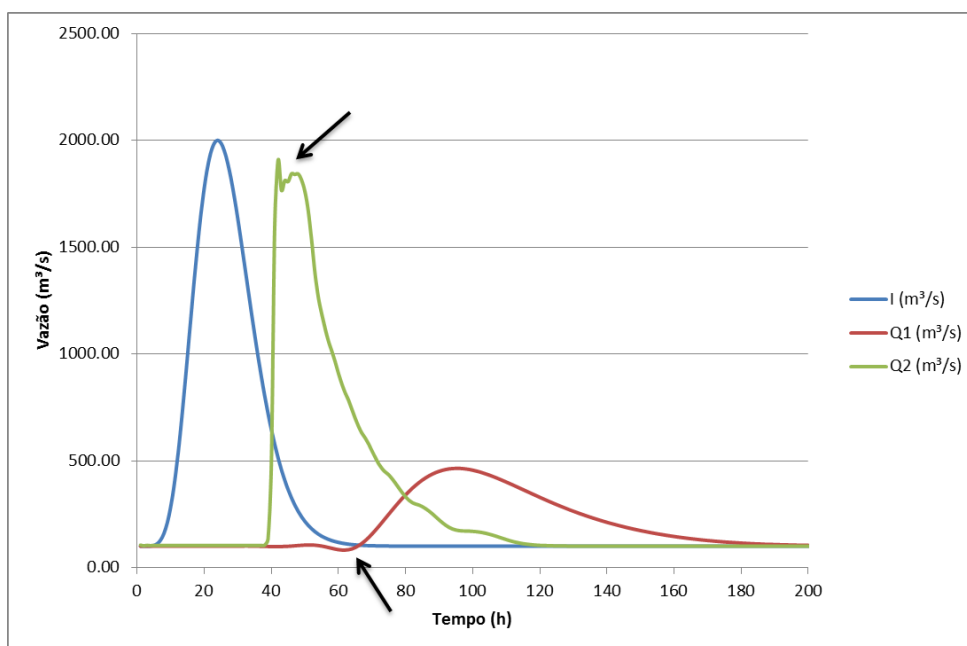


Figura 5.4 - Erros de instabilidade (hidrograma Q2) e erros de subida invertida do hidrograma (hidrograma Q1).

A subida invertida do hidrograma, também chamada de vazão negativa, vazão reduzida ou pelo termo em inglês “dip” (mergulho) acontece no início da subida do hidrograma.

Perumal (1992) explica como acontece esse problema nos métodos de propagação de vazão. O autor mostra a causa desse problema através da derivação da solução analítica do método de Muskingum assumindo a hipótese que a vazão varia linearmente em cada trecho de rio.

Perumal atribuiu o problema da subida invertida do hidrograma a relação entre vazão ponderada $Q_{pond} = \varepsilon I + (1 - \varepsilon)Q$ (ver equacionamento de Muskingum-Cunge) e o termo εI . Quando $\varepsilon I(t) > Q_{pond}$ acontece o problema de subida invertida. O autor apresentou uma interpretação geométrica para explicar o problema, como pode ser visto na Figura 5.5:

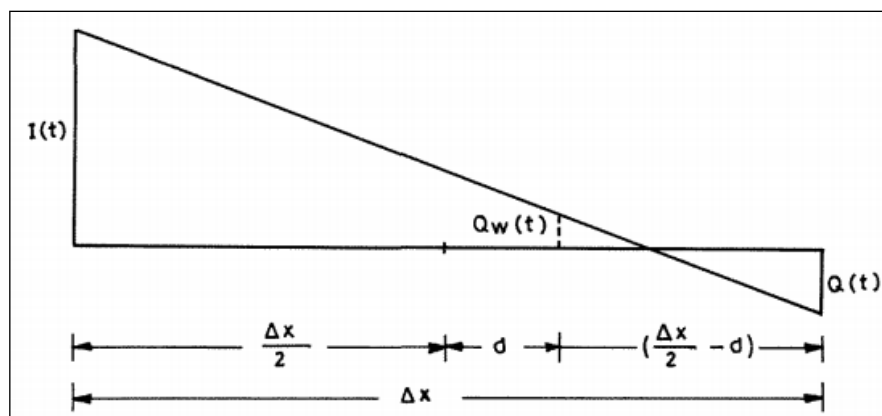


Figura 5.5 - Interpretação geométrica do problema de subida invertida dos métodos de Muskingum e Muskingum-Cunge.

Quando a inequação acima é observada, a vazão de saída é menor do que o menor valor da vazão de montante, ou em outras palavras, é menor do que condição inicial do método, ocasionando no problema de subida invertida.

5.6.2. Critérios de aplicabilidade e Δx ideal dos modelos hidrodinâmicos simplificados

Primeiramente deve-se saber que existe uma diferença entre “aplicabilidade” e “estabilidade”. O último termo está associado com o esquema numérico. Para saber a estabilidade de um esquema numérico pode ser utilizado o critério de Newmann.

Porém analisar estabilidade de esquema numérico não é o foco deste trabalho. O esquema numérico mais utilizado nos modelos de propagação de vazão é o de Preissmann, no qual é sabido que o esquema é estável para $\delta \geq 0,5$ (parâmetro ponderador do esquema numérico). Todo o equacionamento para chegar a esse valor não será mostrado aqui, mas é de fácil acesso na literatura.

Com relação à aplicabilidade dos modelos, essa sim será tratada aqui, é importante saber o porquê da sua importância. Modelos hidrodinâmicos simplificados, como já dito em outras partes desse trabalho, são limitados por simplificações nos termos da equação dinâmica (ou da quantidade de movimento). Essas limitações não permitem que tais modelos sejam utilizados para qualquer situação. Devido a isso, alguns critérios de aplicabilidade foram definidos por alguns estudiosos da área.

Como exemplo pode-se citar as inequações propostas por Ponce (1989) para onda cinemática e modelo tipo difusão respectivamente:

$$\frac{t \cdot S_0 \cdot v}{h} \geq 85$$

Equação 5.61

Onde: t é o tempo de subida do hidrograma de entrada, S₀ é a declividade, v é a velocidade média na seção transversal e h a profundidade média na seção transversal.

$$\frac{t \cdot S_0 \cdot g^{0.5}}{h^{0.5}} \geq 15$$

Equação 5.62

O parâmetro g é a aceleração da gravidade.

Obs.: Todos os valores nas unidades do sistema internacional SI.

Deve-se ter um cuidado especial na hora de afirmar a escolha de um tipo de modelo baseado nos resultados desses testes. Perumal et al., 2008, mostra que os critérios supracitados podem apresentar uma deficiência em alguns casos.

Outra equação que pode ser citada mesmo não sendo considerada como um critério de aplicabilidade é a equação de Fread (1993) que define a discretização espacial ideal para os modelos de Muskingum-Cunge. A equação é a seguinte:

$$\Delta x \cong 0,5 \cdot c_0 \cdot \Delta t \left[1 + \left(1 + 1,5 \cdot \frac{Q_0}{B \cdot \Delta t \cdot S_0 \cdot c_0^2} \right)^2 \right]$$

Equação 5.63

6. METODOLOGIA

Para avaliar o comportamento dos diferentes modelos de propagação disponíveis foram criados testes ou experimentos numéricos em que foram aplicados os diferentes modelos, com variação de características dos hidrogramas de entrada, das características do leito do rio e da planície, e dos critérios de discretização temporal e espacial.

Além disso, também foram discutidos os critérios de aplicabilidade recomendados por alguns autores para diferentes modelos, como é o caso dos modelos de onda cinemática e difusão.

Nesse capítulo também será mostrado como a planície de inundação foi acoplada nos modelos hidrodinâmicos simplificados.

6.1. Acoplamento para planície de inundação

Considerou-se uma seção composta por três regiões, como pode ser visto na Figura 6.1:

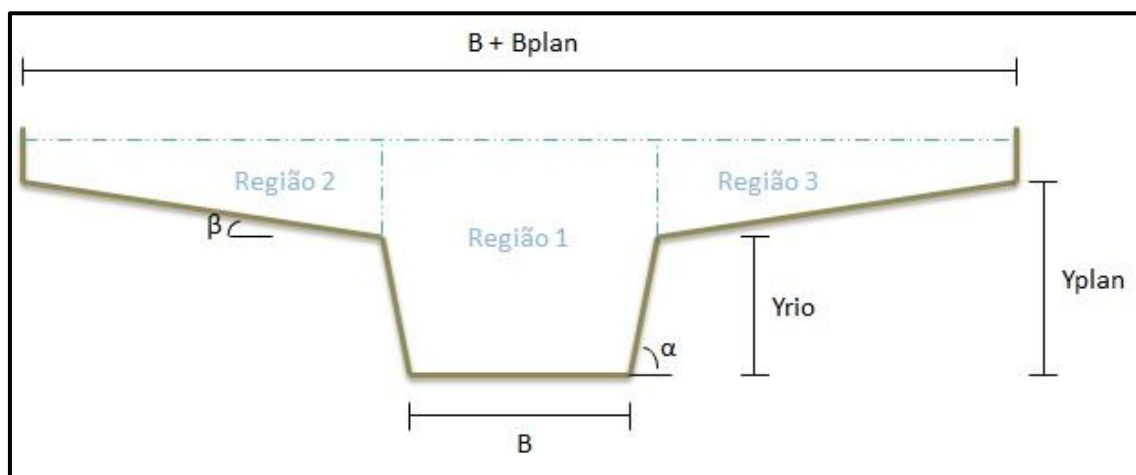


Figura 6.1 - Seção transversal com planície de inundação.

Nos testes realizados o ângulo alfa foi considerado sempre 90° . Ou seja, a calha do rio era retangular sempre.

Em todos os modelos que a planície foi considerada, o procedimento foi idêntico. Utilizou-se uma tabela com os parâmetros necessários para cada modelo na seção. Exemplificando melhor: foi criado um vetor crescente de profundidades até um valor arbitrário que fosse suficientemente grande para que a vazão correspondente superasse a vazão máxima nos hidrogramas a montante dos trechos simulados.

Para cada cota, foi calculada uma largura, área, perímetro, raio hidráulico, vazão, celeridade e velocidade (Fórmula de Manning) e parâmetros como o fator beta, o número de Courant e a Difusão, necessários para o modelo Muskingum-Cunge Todini. Para modelos como Muskingum-Cunge não linear, a tabela foi necessária apenas até o cálculo da celeridade.

Durante a aplicação do modelo, foram interpolados (com auxílio da tabela) de acordo com a vazão de referência, os valores necessários para o cálculo dos coeficientes $C1$, $C2$ e $C3$.

A criação da tabela permite que durante as simulações, não seja necessário o uso de uma rotina que calcule zeros de função. Por exemplo, calcular uma determinada profundidade dada uma vazão de referência.

A consideração da planície de inundação serve para todos os modelos hidrodinâmicos simplificados. Porém o que motivou a elaboração do equacionamento e consequentemente sua implementação, foi a curiosidade de analisar os resultados do modelo Muskingum-Cunge Todini, considerando o efeito da planície.

6.2. Modelos de propagação testados

Os modelos de propagação simplificados testados foram os seguintes:

- Muskingum-Cunge na forma implementada no programa IPHS1
- Muskingum-Cunge não linear na forma implementada no programa IPHS1 (MCNL3)
- Muskingum-Cunge não linear implícito de 4 pontos (MCNL4)
- Muskingum-Cunge Todini
- Modelo de Onda Cinemática

Os resultados obtidos com estes modelos foram comparados entre si e foram comparados com os resultados obtidos com o modelo hidrodinâmico unidimensional HEC-RAS, considerados aqui como os resultados ideais.

6.3. Descrição dos testes realizados.

A Figura 6.2 abaixo mostra resumidamente quais os modelos e estatísticas de avaliação utilizada em cada teste.

		Teste			
		1	2	3	4
Modelos	OC	X			
	MCL	X			
	MCNL3	X			
	MCNL4	X			
	MCNL3-Plan				X
	MCNL-Plan-IPHS1		X	X	X
	MCT	X			
	MCT-Plan		X	X	X
	HEC-RAS		X	X	X
		Critérios de avaliação			
		EV	EV, V _{Tp} , V _{Qp} , C _{Ap}	EV, V _{Tp} , V _{Qp}	EV, V _{Tp} , V _{Qp} , C _{Ap}

Figura 6.2 – Modelos e critérios de avaliação usados em cada teste. O “X” indica em quais testes o modelo foi utilizado.

Onde:

OC: Onda Cinemática;

MCL: Muskingum-Cunge Linear;

MCNL3: Muskingum-Cunge não linear de 3 pontos;

MCNL4: Muskingum-Cunge não linear de 4 pontos;

MCNL3-Plan: Muskingum-Cunge não linear de 3 pontos com planície de inundação;

MCNL-Plan-IPHS1: IPHS1 com planície de inundação;

MCT: Muskingum-Cunge não linear proposto por Todini;

MCT-Plan: Muskingum-Cunge não linear proposto por Todini mais equacionamento de planície de inundação;

HEC-RAS: Modelo hidrodinâmico completo – HEC-RAS;

EV: Erro no volume;

VTp: Variação no tempo de pico entre o modelo simplificado e o hidrodinâmico completo;

VQp: Variação na vazão de pico entre o modelo simplificado e o hidrodinâmico completo;

CAp: Critérios de aplicabilidade.

6.3.1. Teste 1: Comparação dos modelos simplificados.

O objetivo desse teste é verificar o desempenho dos modelos simplificados de propagação através da avaliação dos erros de conservação de volume.

Nesse teste também serão mostrados alguns hidrogramas das simulações realizadas em anexo.

- Planície de inundação: Não considerada.
- Modelos utilizados: Onda cinemática, Muskingum-Cunge linear, Muskingum-Cunge não linear e Muskingum-Cunge Todini.
- Desempenho dos modelos: Medida através da conservação de volume.
- Características do canal: Retangular de base 50m, comprimento de 100 km, declividade de 0,0007 m/m, coeficiente de rugosidade de 0,045 $m^{-1/3}s$, discretização espacial de 1000 metros e discretização temporal de 3600 segundos. Adicionalmente, cada parâmetro foi perturbado de acordo com a Tabela 6.1.
- O tempo total de simulação foi escolhido de forma que os hidrogramas (de saída e entrada) se iguallassem após o pico.

Tabela 6.1 - Variação dos parâmetros utilizados na simulação. Os valores padrão estão em negrito.

S0	0,0001	0,00025	0,0007	0,001	0,002
nman	0,01	0,02	0,035	0,045	0,06
Δx	500	1000	2000	4000	6000
Δt	900	1800	3600	5400	7200

6.3.2. *Teste 2: Comparação de modelos simplificados com um modelo hidrodinâmico completo.*

O objetivo desse teste foi comparar o modelo que apresentou melhores resultados no teste anterior com um modelo hidrodinâmico completo. Além disso, os valores também serão comparados com o modelo IPHS1. Todos os modelos serão testados considerando planície de inundação.

- Planície de inundação: Considerada.
- Modelos/Softwares utilizados: Muskingum-Cunge Todini (MCT), HEC-RAS, IPHS1.
- Desempenho dos modelos: Medida através do erro na conservação de volume, variação no tempo de pico, variação na vazão de pico e análise dos critérios de aplicabilidade.
- O tempo total de simulação foi escolhido de forma que os hidrogramas (de saída e entrada) se iguallassem após o pico.
- Características do canal: Ver Tabela 6.2:

Tabela 6.2 - Características da seção e hidrograma de entrada - Teste 2.

Características do Hidrograma sintético	Valores padrão	
Beta: 4	S0	0,00025
Vazão de pico: 10000 m ³ /s	Δx	1000
Vazão de base: 100 m ³ /s	Δt	3600
Tempo de pico: 120h	Bcalha(m)	600
Cota máxima da calha da calha	L(m)	200000
Yrio = 5m	Manning calha	0,035
	Manning Planície	0,13

6.3.3. *Teste 3: Comparação de modelos simplificados com um modelo hidrodinâmico completo.*

O objetivo desse teste é comparar o modelo que apresentou melhores resultados no teste anterior com um modelo hidrodinâmico completo. Além disso, os valores também serão comparados com o modelo IPHS1. Todos os modelos serão testados considerando planície de inundação.

- Planície de inundação: Considerada.
- Modelos/Softwares utilizados: Muskingum-Cunge Todini (MCT), HEC-RAS, IPHS1.
- Desempenho dos modelos: Medida através do erro na conservação de volume, variação no tempo de pico, variação na vazão de pico.
- O tempo total de simulação foi escolhido de forma que os hidrogramas (de saída e entrada) se iguallassem após o pico.
- Características do canal: Ver Tabela 6.3:

Tabela 6.3 - Características da seção e hidrograma de entrada - Teste 3.

Características do Hidrograma sintético	Valores padrão	
Beta: 6	S0	0,0001
Vazão de pico: 1000 m ³ /s	Δx	5000
Vazão de base: 100 m ³ /s	Δt	3600
Tempo de pico: 36h	Bcalha(m)	200
Cota máxima da calha	L(m)	200000
Yrio = 6m	Manning calha	0,045
	Manning Planície	0,13

A diferença entre o Teste 2 e o Teste 3, além da mudança de valores padrão e características da seção, foi o hidrograma de entrada. Nesse teste também será mostrado como resultados alguns hidrogramas das simulações em anexo. No Teste 3 os hidrogramas não serão mostrados pois são semelhantes aos apresentados nesse teste.

É importante citar também a diferença na seção transversal dos modelos utilizados, nos Testes 2 e 3. Tanto o MCT quanto o HEC-RAS tem uma inclinação na planície de 0,1 graus. Essa inclinação foi considerada para acabar com alguns problemas de instabilidade no MCT na interface entre rio – planície. O modelo IPHS1 não permite a edição das inclinações da planície de inundação.

6.3.4. Teste 4: Comparação de modelos simplificados com um modelo hidrodinâmico completo.

O objetivo desse teste é comparar o modelo que apresentou melhores resultados no teste anterior com um modelo hidrodinâmico completo. Além disso, os

valores também serão comparados com o modelo IPHS1. Todos os modelos serão testados considerando planície de inundação. A principal diferença desse teste é a seção transversal. Foi considerada uma largura e uma profundidade máxima para a planície.

Os hidrogramas resultantes do Teste 4 são mostrados em anexo.

- Planície de inundação: Considerada.
- Modelos/Softwares utilizados: Muskingum-Cunge não linear (MCNL3), Muskingum-Cunge Todini (MCT), HEC-RAS, IPHS1.
- Desempenho dos modelos: Medida através do erro na conservação de volume, variação no tempo de pico, variação na vazão de pico e análise dos critérios de aplicabilidade.
- O tempo total de simulação foi escolhido de forma que os hidrogramas (de saída e entrada) se iguallassem após o pico.
- Características do canal: Ver Tabela 6.4:

Tabela 6.4 - Características da seção e hidrograma de entrada - Teste 4.

Características do Hidrograma sintético	Valores padrão	
Beta: 8	S0	0,0001
Vazão de pico: 2000 m ³ /s	Δx	1000
Vazão de base: 100 m ³ /s	Δt	3600
Tempo de pico: 24h	Bcalha(m)	300
Características da planície e da calha	L(m)	200000
Yrio = 3m / Yplan = 4,5m	Manning calha	0,035
	Manning Planície	0,13

Outra diferença do Teste 4 para os Testes 2 e 3 é a inclusão do modelo Muskingum-Cunge não linear (MCNL3). Esse modelo foi para resolver o problema da inclinação da planície que não é possível no IPHS1. O MCNL3 é o mesmo algoritmo implementado no IPHS1, com o diferencial de permitir uma inclinação na planície igual aos modelos MCT e HEC-RAS (0,1 graus). Será visto que apesar da diferença de seção, os resultados não mudam muito com relação aos critérios de desempenho utilizados. Percebe-se uma diferença apenas nos hidrogramas de saída simulados.

6.4. Definição do hidrograma de entrada.

No presente trabalho é considerado um hidrograma sintético de entrada proposto por NERC (1975), citado em Todini (2007). Este hidrograma pode ser definido por uma equação (equação 6.5) que depende dos seguintes parâmetros:

$$Q(t) = Q_{base} + (Q_{pico} - Q_{base}) \left[\frac{t}{T_p} \exp \left(1 - \frac{t}{T_p} \right) \right]^\beta \quad \text{Equação 6.1}$$

Onde:

$Q_{base} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$;

Q_{pico} = Valor variável para os diferentes testes. (m^3/s)

T_p = Valor variável para os diferentes testes. (horas)

β = Parâmetro de curvatura. Serão adotados valores de 2 até 20.

O tempo total de simulação foi escolhido de forma que os hidrogramas (de saída e entrada) se iguallassem após o pico.

Quanto maior o valor do parâmetro β , mais rapidamente ocorre a subida e a descida do hidrograma, resultando em hidrogramas mais estreitos. A Figura 6.3 mostra o efeito desse parâmetro nos hidrogramas de entrada.

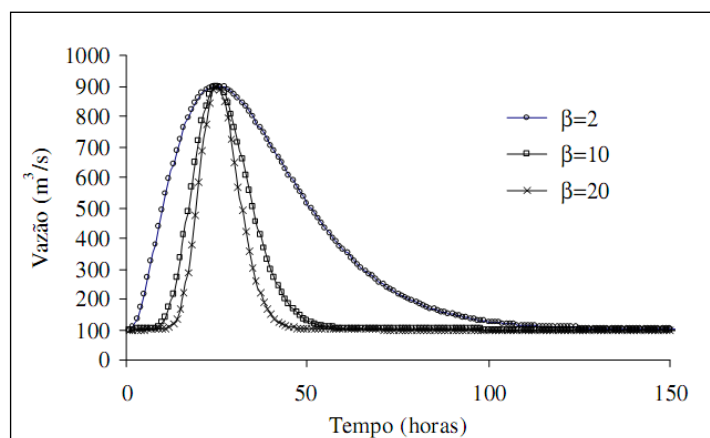


Figura 6.3 - Forma dos hidrogramas quanto aos valores de beta. Nesse hidrograma foi considerado uma Q_{pico} de $900 \text{ m}^3/\text{s}$, Q_{base} de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ e T_p de 24 horas.

Fonte: Failache et.al., (2004)

6.5. Resumo da variação dos parâmetros, hidrograma de entrada e variação na seção transversal nos testes realizados.

Os valores dos parâmetros para os Testes 2, 3 e 4 foram variados de acordo com a Tabela 6.5:

Tabela 6.5 - Variação dos parâmetros para os Testes 2, 3 e 4.

Característica	Faixa de valores
Declividade	0,0001 – 0,001 (m/m)
Rugosidade da calha	0,01 – 0,1 ($m^{-1/3}s$)
Discretização espacial	50 – 200000 (m)
Discretização temporal	1800 – 7200 (s)

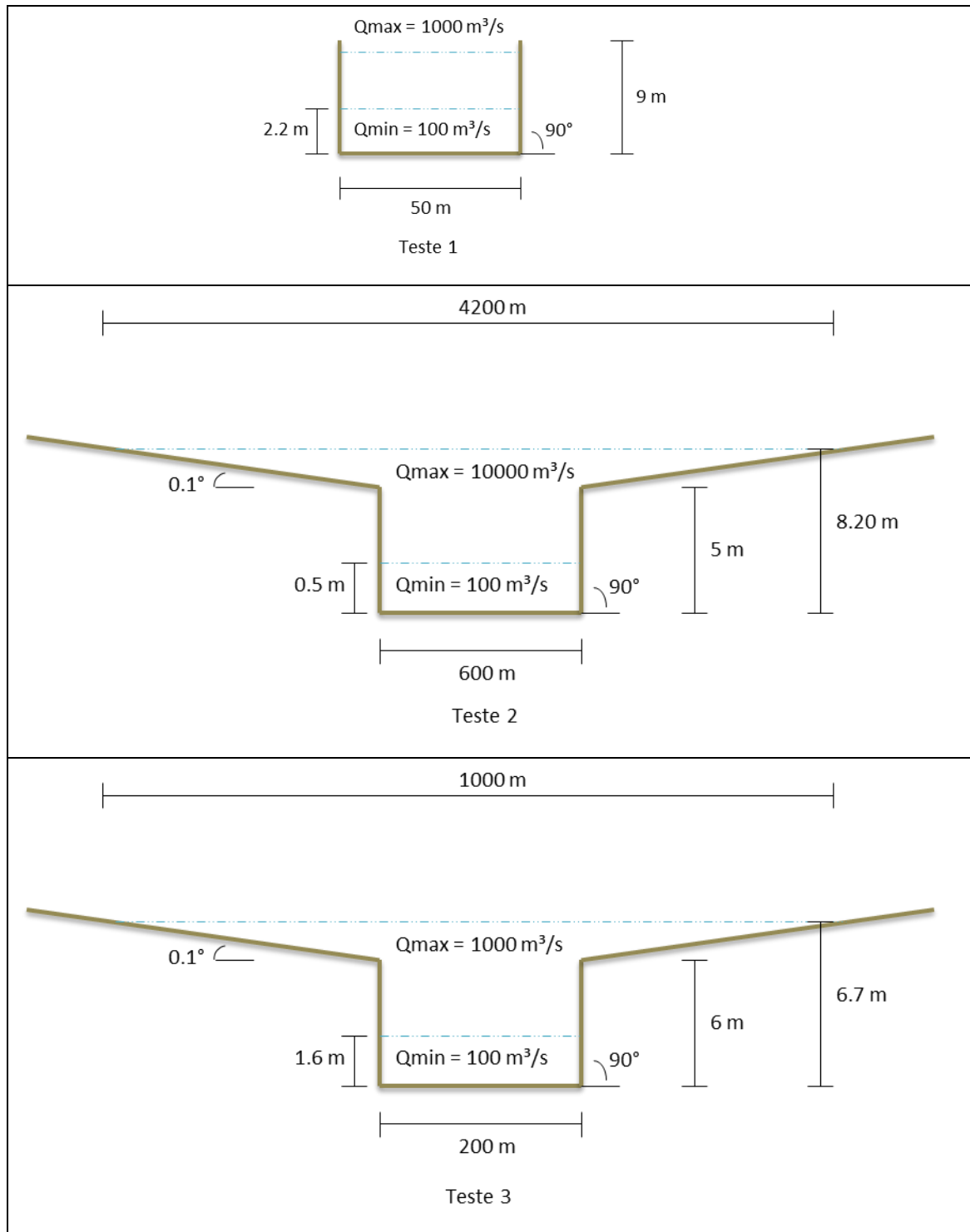
Com relação ao hidrograma sintético de entrada, os parâmetros dos mesmos em cada teste foram variados de acordo com a Tabela 6.6. Em todos os testes, a vazão de base foi de 100 m³/s.

Tabela 6.6 - Valores dos parâmetros do hidrograma sintético de entrada para cada um dos testes realizados.

	β	Tp (horas)	Qpico (m ³ /s)
Teste 1	16	24	1000
Teste 2	4	120	10000
Teste 3	6	36	1000
Teste 4	8	24	2000

Com relação ao Teste 1, os outros testes apresentaram um valor de β menor. Optou-se por essa escolha, pois com a diminuição desse parâmetro os hidrogramas sintéticos tendem a apresentar um comportamento mais parecido com hidrogramas reais, ou seja, com um formato mais alargado. Os hidrogramas mais estreitos acontecem em situações mais críticas como rompimento de barragem por exemplo, onde o pico de vazão acontece muito mais rápido, ou em bacias de alta declividade, com tempo de concentração extremamente baixo.

Para todos os testes a vazão de base foi considerada como sendo $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Os hidrogramas e as seções transversais (calculados a partir dos parâmetros de referência de cada teste) de cada um dos testes podem ser visualizados abaixo:



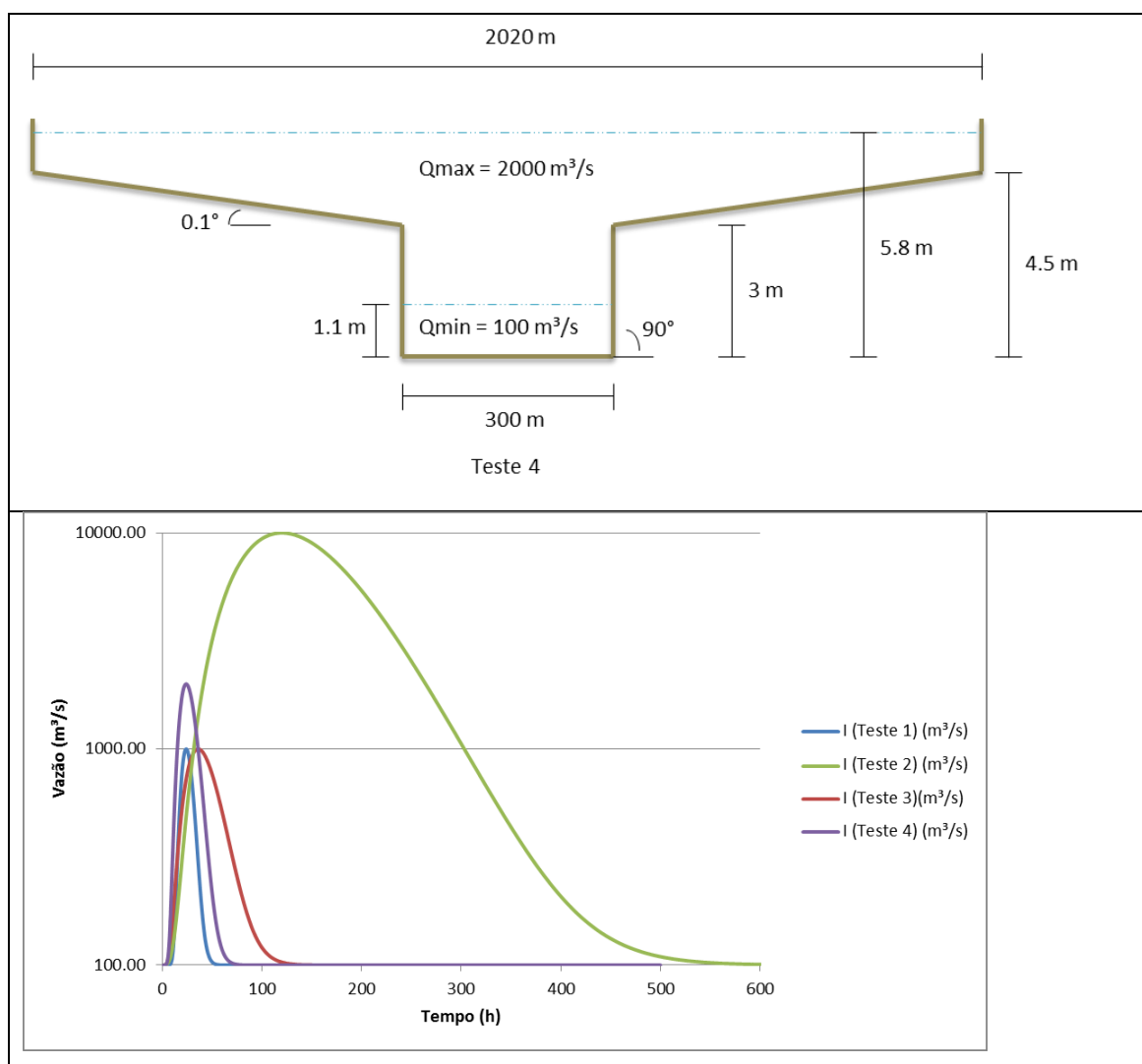


Figura 6.4 - Hidrogramas de entrada de cada teste em escala logarítmica e seções transversais dos testes realizados.

7. RESULTADOS DOS TESTES

7.1. Resultados: Teste 1:

No teste 1 foram comparados os modelos de propagação simplificados Muskingum-Cunge linear, Muskingum-Cunge não linear, Onda Cinemática e Muskingum-Cunge Todini. Considerou-se, inicialmente, um trecho de 100 km de rio, com seção transversal retangular de 50 m de largura e sem planície de inundação. O desempenho dos modelos foi avaliado em termos da sua capacidade de conservar volume. O resultado ideal seria uma conservação de volume de 100%, ou seja, 0% de perdas ou ganhos de volume de água em função de erros numéricos.

Os valores da declividade, do número de Manning, e dos parâmetros de discretização de tempo e espaço (dt e dx) foram variados entre os valores apresentados na Tabela 6.1. Foi avaliado também o efeito da variação destas variáveis sobre a conservação de volume nos diferentes modelos de propagação.

O hidrograma de entrada foi o hidrograma sintético gerado com os seguintes parâmetros: $Q_{base} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{pico} = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$; $t_p = 24 \text{ horas}$; $\beta = 16$.

7.1.1. Resultados na simulação de referência do teste 1

A simulação de referência foi aplicada com $dx = 1000 \text{ m}$; $dt = 3600 \text{ s}$; $n_{man} = 0,045 \text{ s}/\text{m}^{(1/3)}$; $S_0 = 0,0007 \text{ m}/\text{m}$.

O hidrograma dessa aplicação é mostrado na Figura 7.1. Observa-se que os modelos não lineares MCT, MCNL3 e MCNL4 tiveram resultados bem próximos, enquanto os modelos de Onda Cinemática e Muskingum-Cunge linear se diferenciaram. O modelo Muskingum-Cunge linear apresentou um hidrograma de saída mais atrasado com relação aos outros, enquanto o modelo de onda cinemática apresentou vazões de pico menores do que todos os outros modelos testados.

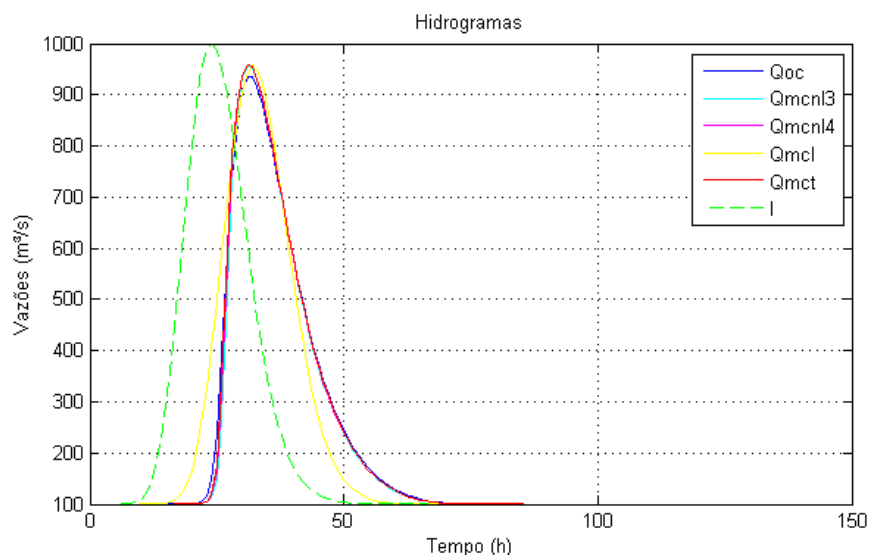


Figura 7.1 - Hidrogramas dos modelos gerados com os parâmetros de referência.

Os erros de volume na simulação de referência do teste 1 são apresentados na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Resultados da conservação de volume, vazão de pico e tempo de pico na simulação padrão do teste 1.

Modelo	Qmáx (m ³ /s)	Tp(h)	∑I	∑Q	ΔV%
MCL	957,28	32	33606,47	33606,47	0,00%
MCT	958,85	31	33606,47	33606,47	0,01%
OC	935,12	31	38606,47	33606,47	0,00%
MCNL3	958,03	31	33606,47	33298,54	-0,80%
MCNL4	958,55	31	33606,47	33497,43	-0,33%

Observa-se que o método de Muskingum-Cunge linear não apresenta erro de conservação de volume, como era esperado e como mostraram os trabalhos de Todini (2007), Faillache et al. (2004) e Tang e Samuels (1999). Já o método de Muskingum-Cunge não linear apresenta erros de conservação tanto no esquema de 3 pontos como no esquema de 4 pontos.

Os erros de conservação do método de Muskingum-Cunge não linear de três pontos (perda de 0,80% do volume de entrada) são maiores do que a versão de 4 pontos (perda de 0,33% do volume de entrada), o que está relacionado à forma como é estimada a vazão de referência nas duas versões do método. Este resultado também está de acordo com as avaliações anteriores de Faillache et al. (2004) e de Tang e

Samuels (1999). Os erros de conservação de volume apresentados neste caso são relativamente pequenos, mas não são desprezíveis.

O modelo MCT apresentou erros desprezíveis, enquanto o modelo de Onda Cinemática não apresentou erros de conservação de volume.

Os valores da vazão de pico e do tempo de ocorrência de pico não podem ser verificados, porque os valores reais não são conhecidos no caso deste teste. Entretanto, observa-se que todos os métodos, exceto o modelo Onda Cinemática, apresentam valores da vazão máxima do hidrograma de saída em torno de 958 m³/s. O tempo de pico é igual a 32 horas no caso do modelo Muskingum-Cunge Linear (MCL) e igual a 31 horas em todos os outros métodos.

7.1.2. Variação da declividade.

Após a simulação padrão, o teste 1 foi repetido com diferentes valores de declividade do leito do rio, com o objetivo de avaliar os resultados em função desta variável. A declividade tem um efeito importante sobre a propagação da onda de cheia, com maiores atenuações do hidrograma ocorrendo em rios com menor declividade (Figura 7.2).

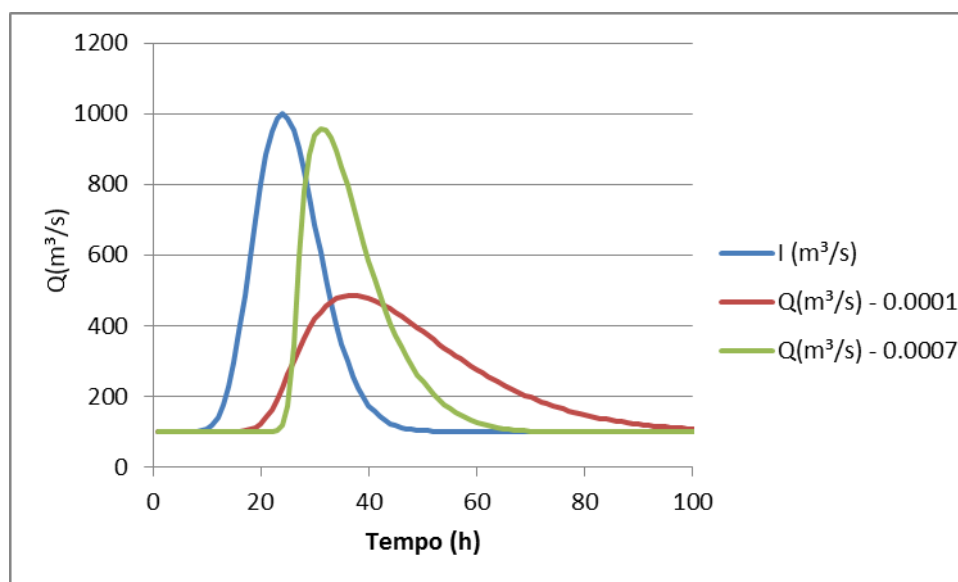


Figura 7.2 - Hidrogramas resultantes do modelo MCT para duas declividades diferentes. Os hidrogramas mostram que para declividades menores o hidrograma é mais amortecido. Para maiores declividades, o amortecimento é menor.

A declividade também parece ter um efeito importante sobre os erros de conservação de volume dos modelos. A Figura 7.3 apresenta os erros de conservação de volume dos diversos modelos comparados no teste 1 para diferentes declividades do leito do rio. Observa-se que as duas versões do modelo Muskingum-Cunge não linear tradicionais (MCNL3 e MCNL4) apresentam erros cada vez maiores à medida que diminui a declividade do rio. Estes erros chegam a valores superiores a 4% no caso da declividade de 0,0001, ou seja, 10 cm por km.

A Figura 7.3 também mostra que os erros do modelo MCNL4 são sempre inferiores aos erros do modelo MCNL3, e que os modelos OC, MCL e MCT não apresentam erros ou apresentam erros desprezíveis, mesmo no caso das menores declividades testadas.

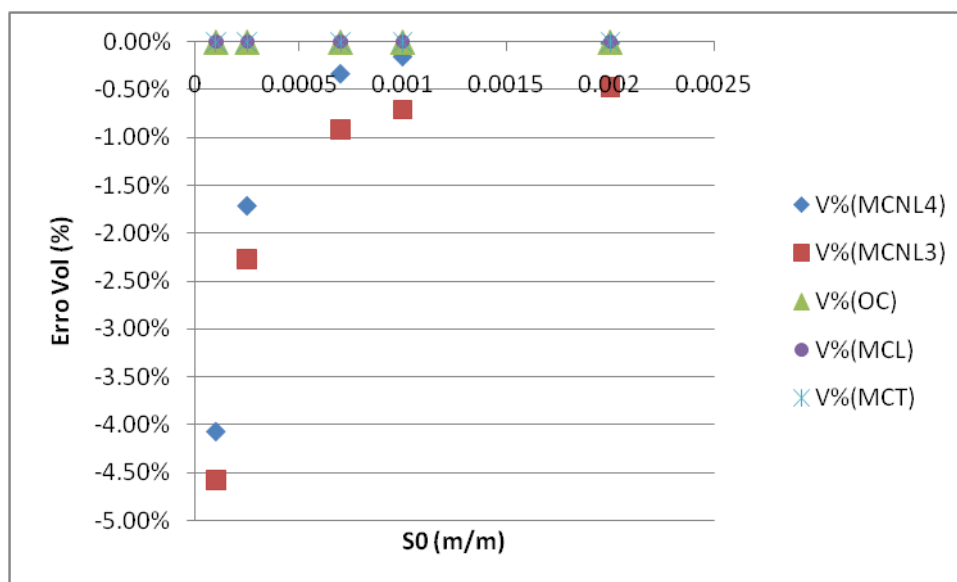


Figura 7.3 - Erro no volume para diferentes declividades (Teste 1).

Apesar da semelhança nos valores de conservação do volume entre os modelos MCT, OC e MCL, o hidrograma resultante apresenta diferenças (Figura 7.4).

O modelo Onda Cinemática (linha azul) apresenta pouco ou quase nenhum amortecimento da onda de cheia, o que é esperado em função da própria característica do método. A rigor, uma solução exata da equação de onda cinemática não apresentaria amortecimento do hidrograma (Ponce, 1989). O amortecimento

verificado na Figura 7.4 ocorre em função da difusão numérica existente no método de solução da equação.

Figura 7.4 também é possível observar que existem grandes diferenças na região do pico do hidrograma entre as diferentes versões do modelo Muskingum-Cunge. O modelo MCL (linha amarela) tem um pico relativamente mais alto e antecipado em relação às outras versões. Os modelos MCNL3 e MCNL4 têm comportamento semelhante, e os picos são relativamente mais baixos.

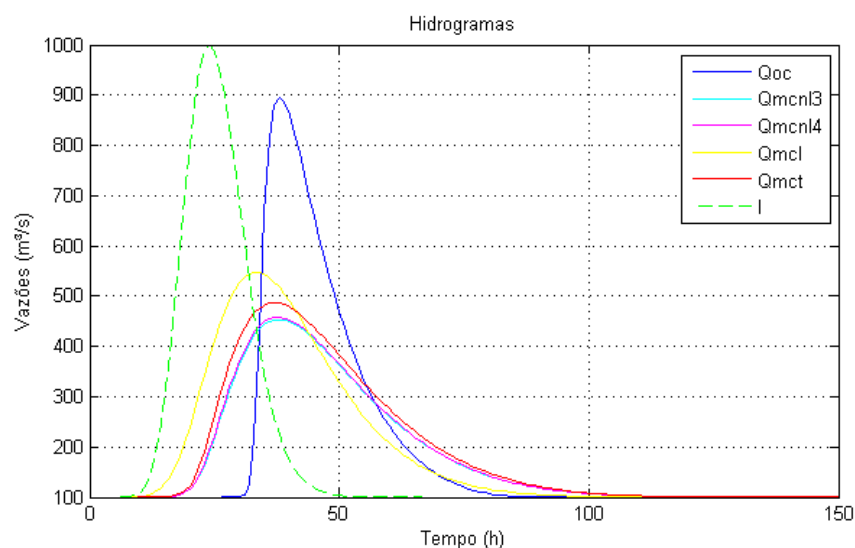


Figura 7.4 - Hidrogramas resultantes utilizando $S_0 = 0,0001$.

A Figura 7.5 apresenta os valores da vazão de pico do hidrograma de saída calculados para cada modelo e para diferentes declividades do fundo do rio. Observa-se que, quando a declividade é grande, todos os modelos apresentam vazões de pico próximas de $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. No entanto, a medida que a declividade diminui, a vazão de pico do hidrograma de saída vai ficando cada vez menor, o que ocorre em função do amortecimento do hidrograma. Os valores da vazão de pico dos modelos MCNL3, MCNL4, MCL e MCT foram semelhantes, enquanto o modelo de onda cinemática não apresentou vazões de pico próximas aos outros modelos nas declividades mais baixas.

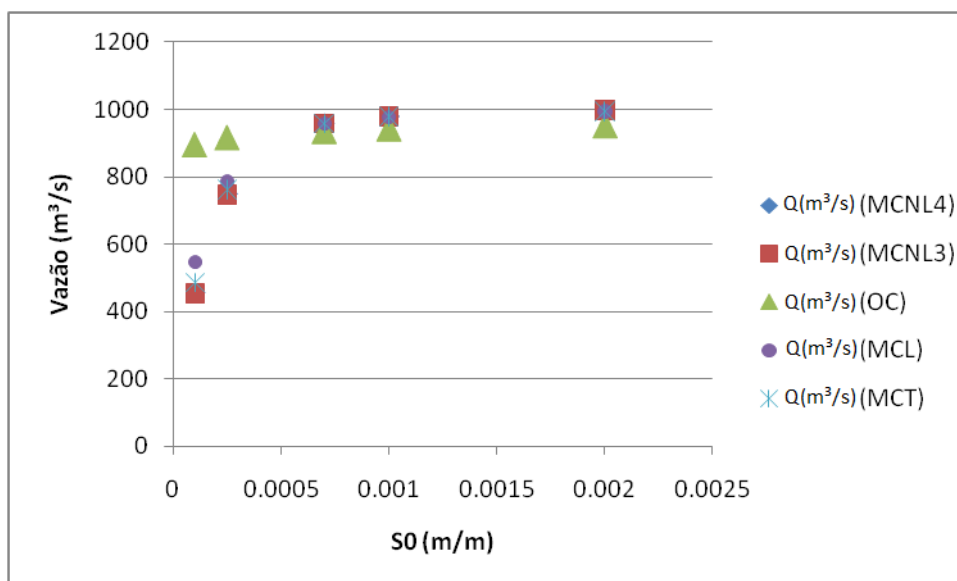


Figura 7.5 - Vazão de pico para diferentes declividades (Teste 1).

A cerca do tempo de pico dos hidrogramas simulados, todos os modelos foram bem semelhantes, com exceção do Muskingum-Cunge linear. Como pode ser observado na Figura 7.6, na declividade de 0,0001 m/m o modelo apresenta um tempo de pico diferente dos outros. Nas outras declividades, apesar de haver uma pequena diferença, os modelos se mostram bem parecidos.

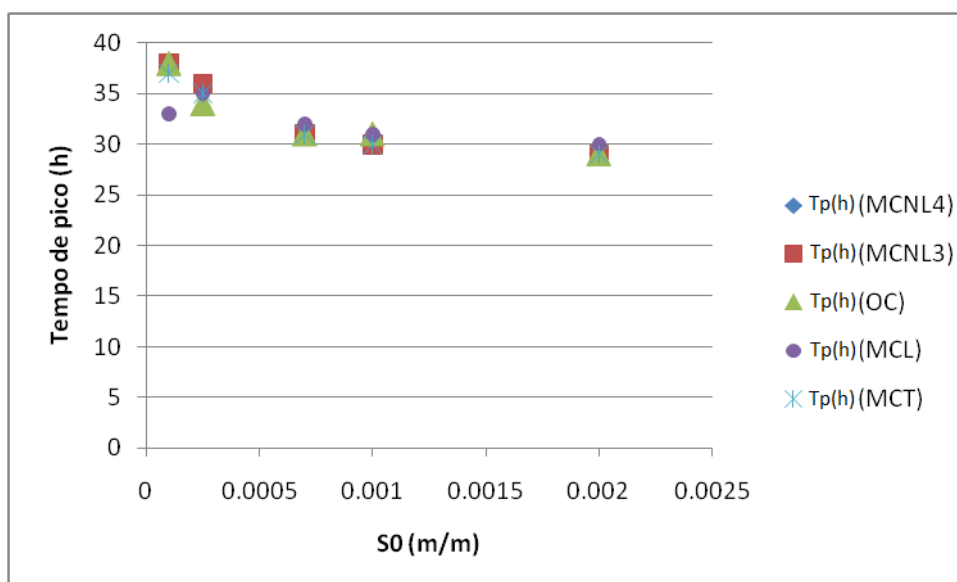


Figura 7.6 - Tempo de pico para diferentes declividades (Teste 1).

7.1.3. Variação da rugosidade da calha.

No que diz respeito à rugosidade (Figura 7.7), MCNL4 e MCNL3 apresentam erros crescentes com o aumento do coeficiente de Manning. Os valores chegam a 1,2% em valor absoluto para o modelo MCNL3 e 0,6% para o MCNL4 em valor absoluto. Apesar dos erros serem bem visíveis no gráfico, deve-se levar em consideração que são erros muito baixos.

Os modelos OC, MCL e MCT conservam o volume durante toda a variação desse parâmetro.

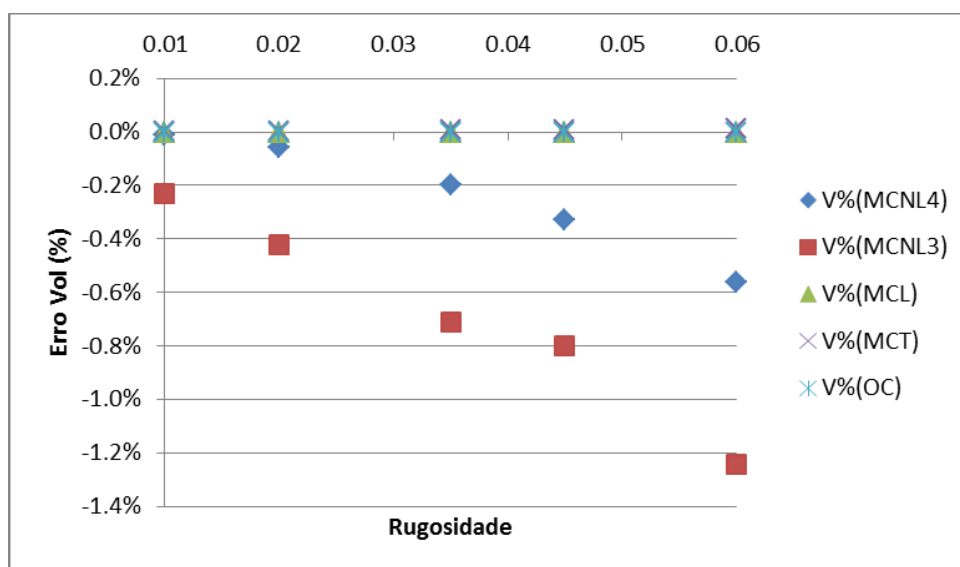


Figura 7.7 - Erro no volume para diferentes rugosidades do rio (Teste 1).

A Figura 7.8 mostra o efeito do valor do coeficiente de rugosidade de Manning sobre a vazão de pico do hidrograma de saída de cada um dos modelos.

Com relação à vazão de pico, todos os modelos apresentaram valores bem semelhantes, com exceção do modelo OC. O modelo de onda cinemática apresentou picos de vazão bem menores (apesar de acontecer no mesmo instante) que os outros modelos (Figura 7.8).

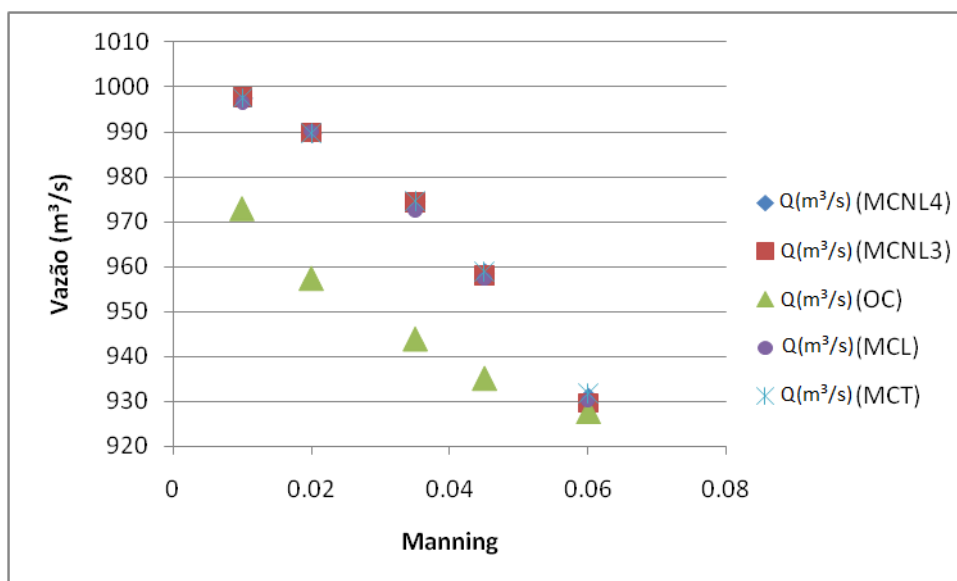


Figura 7.8 - Vazão de pico para diferentes rugosidades (Teste 1).

A Figura 7.9 mostra como a variação da rugosidade do rio afetou os tempos de pico de cada um dos modelos testados.

A cerca do tempo de pico dos hidrogramas simulados, todos os modelos apresentaram valores bem semelhantes.

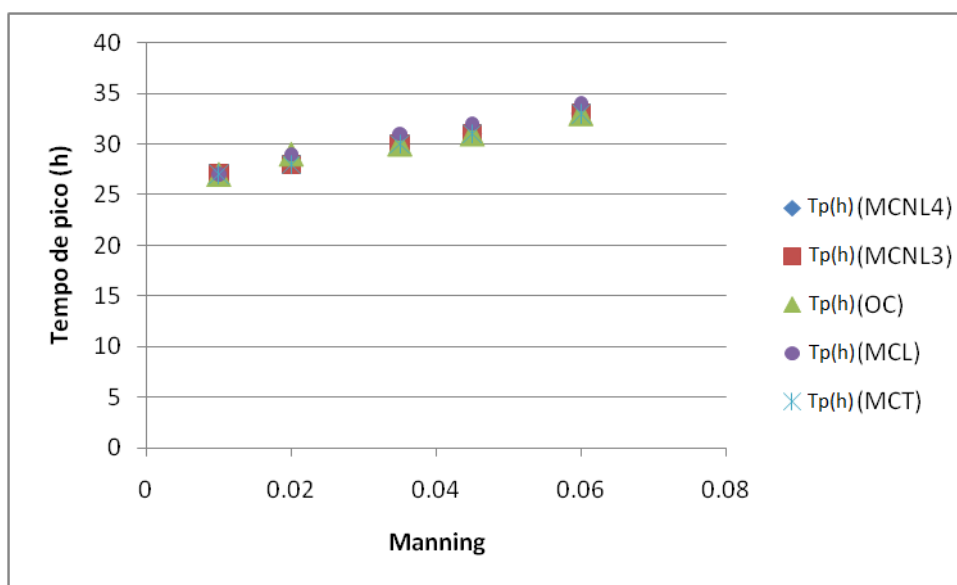


Figura 7.9 - Tempo de pico para diferentes rugosidades (Teste 1).

7.1.4. Variação da discretização espacial.

Com relação à variação espacial (Figura 7.10 mostra o efeito da variação da discretização espacial sobre a conservação de volume dos modelos) pode-se perceber que os modelos OC, MCL e MCT não perderam volume em todos os intervalos espaciais simulados. O modelo MCNL4 obteve erros semelhantes em todas as simulações. Os erros foram da ordem de -0,4%. O MCNL3 apresentou erros crescentes na medida em que foi diminuído o intervalo espacial. Para 500 metros de intervalo espacial, o erro no MCNL3 foi de -1%.

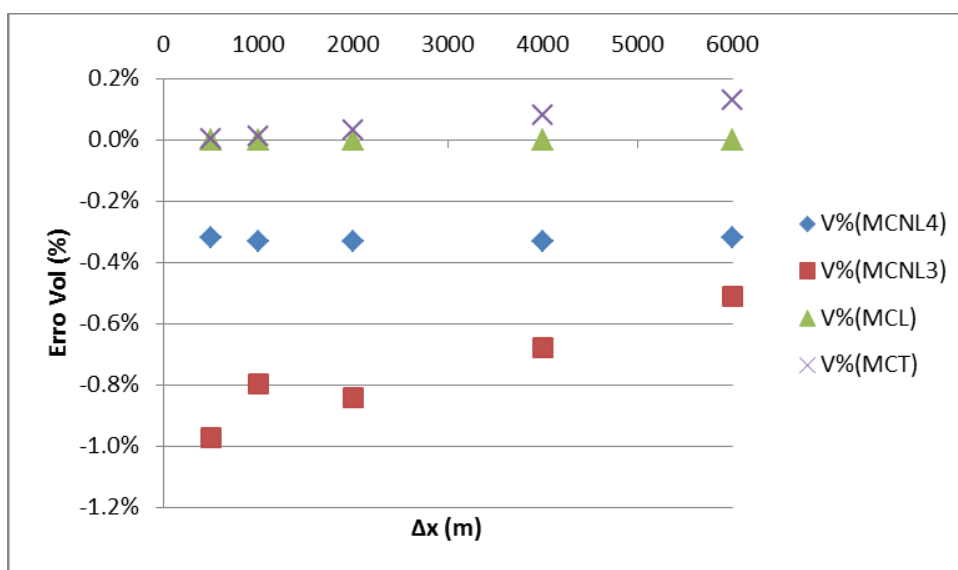


Figura 7.10 - Erro no volume para diferentes Δx (Teste 1).

Nota-se que para valores bem menores de discretização espacial, o MCT obteve conservação total de volume.

A Figura 7.11 mostra os hidrogramas resultantes para um $\Delta x = 6$ km. Pode-se perceber que apesar dos modelos de OC e MCL e MCT praticamente conservarem o volume, eles apresentam hidrogramas diferentes. O modelo de OC, para $\Delta x = 6$ km, começa a apresentar instabilidade no final do hidrograma e subida invertida do hidrograma. O modelo MCL conserva o volume porém tem um hidrograma mas “rápido”. Tanto a subida quanto a descida do mesmo é mais rápida do que o MCT, apesar do tempo de pico ser igual. Isso se deve ao fato do MCL ter seus parâmetros

fixos no tempo. Sendo assim a vazão a cada passo de tempo não é tão bem representada quando comparada com um modelo não – linear.

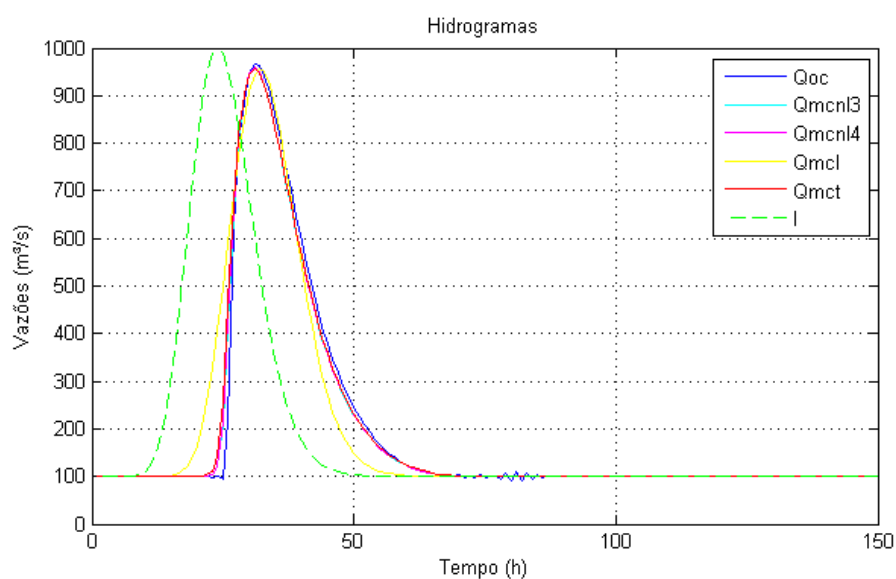


Figura 7.11 - Hidrogramas resultantes para $\Delta x = 6$ km.

Com relação à vazão de pico, pode-se perceber que os modelos utilizados apresentaram valores bem próximos. O modelo de onda cinemática foi o que mais se diferenciou com relação à vazão de pico (Figura 7.12). Apesar da diferença dos valores de vazão de pico mostrados na Figura 7.12, os hidrogramas resultantes foram aparentemente parecidos.

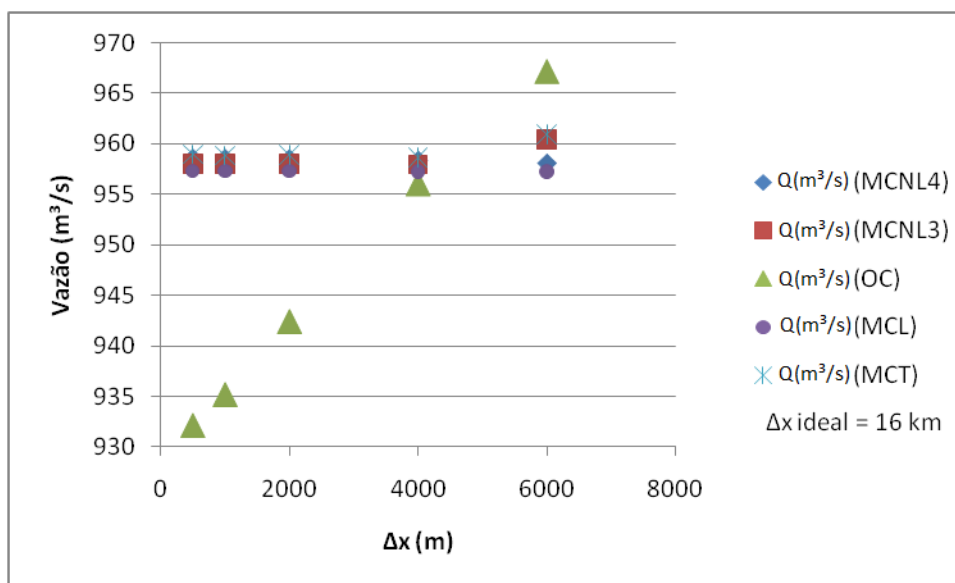


Figura 7.12 - Vazão de pico para diferentes Δx (Teste 1).

Sobre o tempo de pico referente às vazões máximas (a Figura 7.13 mostra o efeito da variação da discretização espacial no tempo de pico), os valores entre os modelos foram bem próximos. O modelo MCL teve vazões de pico uma hora após os picos de vazão dos outros modelos. Uma exceção aconteceu quando se utilizou um intervalo espacial de 500 metros. Nesse intervalo, a vazão máxima do modelo de onda cinemática aconteceu em 32 horas. Nos outros intervalos espaciais a vazão máxima aconteceu em 31 horas. Essa diferença entre o MCL e os outros modelos se deve novamente ao fato de ser o único modelo linear testado e não representa tão bem as vazões máximas e os tempos de ocorrência devido ao fato de fixar os parâmetros.

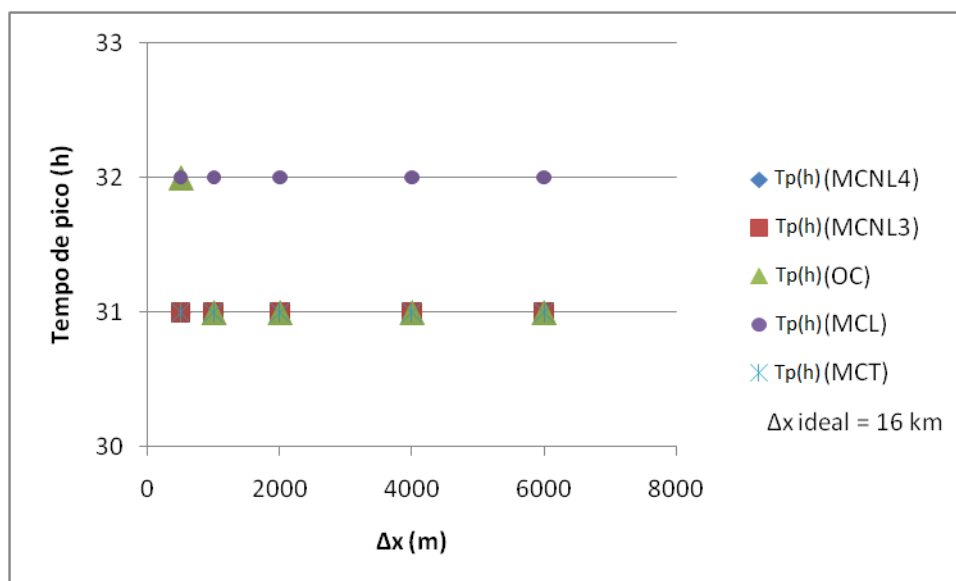


Figura 7.13 - Tempo de pico para diferentes Δx (Teste 1).

7.1.5. Variação da discretização temporal.

Com relação ao efeito da variação do intervalo temporal sobre a conservação de volume (Figura 7.14), valores mais baixos de intervalo de tempo causam um erro de volume maior nos algoritmos MCNL3 e MCNL4. Esses modelos tiveram erros na ordem de -0,9% em $\Delta t = 3600$ segundos (MCNL3) e -0,4% em $\Delta t = 900$ segundos (MCNL4).

A variação do intervalo de tempo não interfere na conservação de volume nos algoritmos OC e MCL. O modelo MCT apresentou um erro de volume de 0,16% no $\Delta t = 900$ segundos.

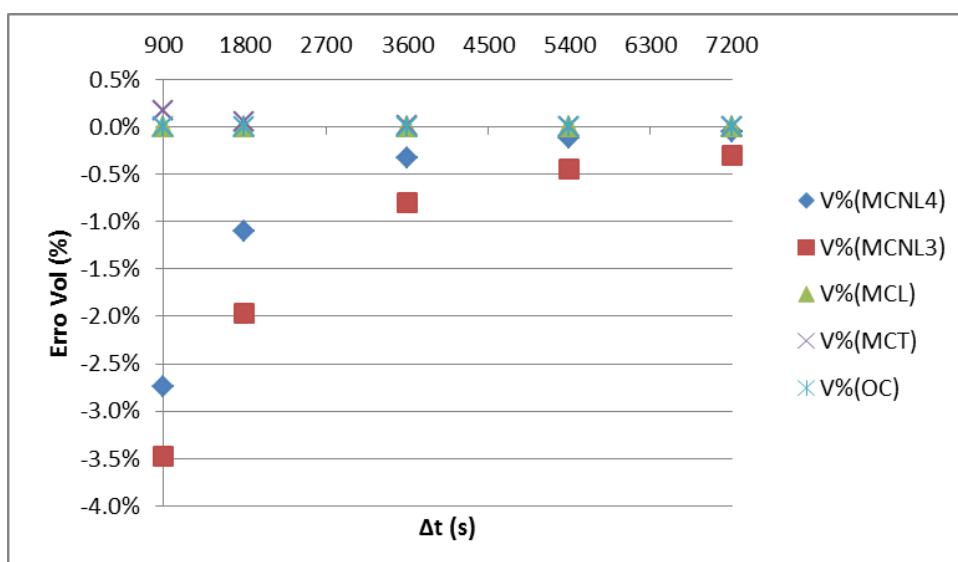


Figura 7.14 - Erro no volume para diferentes Δt (Teste 1).

Com relação às vazões de pico (Figura 7.15) e o tempo de pico em que acontecem essas vazões (Figura 7.16), os modelos utilizados tiveram valores semelhantes. Apenas o modelo de onda cinemática apresentou valores diferentes nos intervalos temporais iniciais.

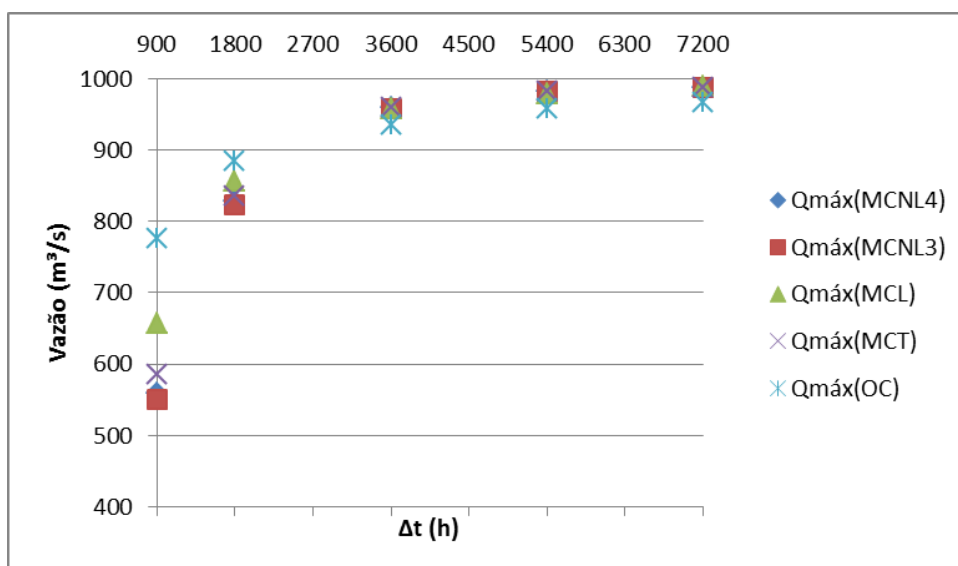


Figura 7.15 - Vazão de pico para diferentes intervalos temporais (Teste 1).

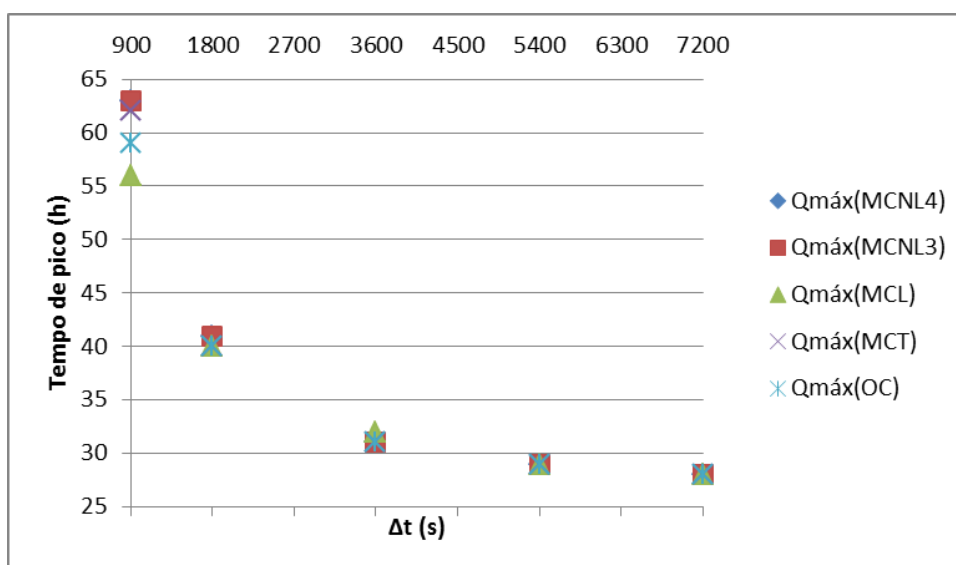


Figura 7.16 - Tempo de pico para diferentes intervalos temporais (Teste 1).

7.1.6. Avaliação do teste 1.

Os resultados do teste 1 mostraram que existem importantes diferenças entre os modelos de propagação simplificados.

Com relação à conservação de volume, as duas versões do modelo Muskingum-Cunge não linear normalmente utilizadas na bibliografia (Ponce, 1989; Tucci, 2005) denominados aqui MCNL3 e MCNL4, apresentam erros de conservação de volume que podem comprometer os resultados de um modelo hidrológico, caso este modelo inclua entre seus módulos estas metodologias para propagação de vazão. Estes erros de volume tendem a serem maiores quando a declividade é menor e quando o coeficiente de rugosidade do rio é maior. Os erros de conservação de volume dos métodos MCNL3 e MCNL4 também parecem ser sensíveis aos intervalos de discretização adotados no tempo (Δt) e no espaço (Δx).

Os modelos Onda Cinemática (OC), Muskingum-Cunge linear (MCL) e Muskingum-Cunge não linear proposto por Todini (MCT), por outro lado, não apresentam erros de conservação de volume ou apresentam erros abaixo de 0,2%. Para estes modelos o volume do hidrograma de saída é sempre igual ao volume do hidrograma de entrada, independentemente da declividade, da rugosidade ou das

opções de discretização. Entretanto, existem importantes diferenças nos hidrogramas resultantes destes três métodos.

O modelo OC apresenta menor amortecimento da cheia em baixas declividades e maior amortecimento em altas declividades.

O modelo MCL apresenta menor amortecimento das cheias e tempos de chegada do pico ligeiramente inferiores aos dos outros modelos. De acordo com Ponce, (1989) e Tucci (2005) os modelos não lineares acompanham melhor a variação de vazão pelo fato de permitir várias combinações dos parâmetros ao longo da simulação, entretanto, não é possível determinar de forma conclusiva através dos resultados do teste 1 quais modelos tiveram os melhores resultados.

O teste 1 também revela que o modelo MCT, que é a versão do modelo Muskingum-Cunge não linear proposto por Todini (2007), parece ter características adequadas para um modelo simplificado de propagação de vazão, com ausência de erros de conservação de volume, e com possíveis vantagens na representação do amortecimento e tempo de viagem do hidrograma. Para verificar estas características do MCT foram realizados novos testes (2, 3 e 4) em que este modelo foi comparado a um modelo hidrodinâmico completo.

Tabela 7.2 - Resultados da simulações utilizando os algoritmos OC, MCNL4 e MCNL3.

MCNL4 - Seção Retangular (beta = 16)						MCNL3 - Seção Retangular (beta = 16)						OC - Seção Retangular (beta = 16)					
S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL4)	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL3)	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(OC)
0.002	994.35	29	33606.47	33603.43	-0.01%	0.002	997.26	29	33606.47	33450.87	-0.47%	0.002	951.42	29	38606.46	38606.46	0.0%
0.001	979.02	30	33606.47	33557.42	-0.15%	0.001	978.36	30	33606.47	33370.25	-0.71%	0.001	942.52	31	38606.46	38606.46	0.0%
0.0007	958.55	31	33606.47	33497.43	-0.33%	0.0007	958.03	31	33606.47	33298.54	-0.92%	0.0007	935.12	31	38606.46	38606.46	0.0%
0.00025	749.74	36	33606.47	33042.71	-1.71%	0.00025	746.08	36	33606.47	32861.25	-2.27%	0.00025	916.86	34	38606.46	38606.46	0.0%
0.0001	457.32	38	33606.47	32290.79	-4.07%	0.0001	453.33	38	33606.47	32135.63	-4.58%	0.0001	896.36	38	38606.46	38606.46	0.0%
Manning	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL4)	Manning	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL3)	Manning	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(OC)
0.01	997.59	27	33606.47	23602.96	-0.01%	0.01	997.71	27	33606.47	33527.89	-0.23%	0.01	972.91	27	38606.46	38606.46	0.0%
0.02	989.75	28	33606.47	33586.78	-0.06%	0.02	989.82	28	33606.47	33467.21	-0.42%	0.02	957.42	29	38606.46	38606.46	0.0%
0.035	974.51	30	33606.47	33540.56	-0.20%	0.035	974.3	30	33606.47	33368.15	-0.71%	0.035	943.92	30	38606.46	38606.46	0.0%
0.045	958.55	31	33606.47	33497.43	-0.33%	0.045	958.03	31	33606.47	33298.54	-0.92%	0.045	935.12	31	38606.46	38606.46	0.0%
0.06	930.75	33	33606.47	33420.38	-0.56%	0.06	929.68	33	33606.47	33193.51	-1.24%	0.06	927.74	33	38606.46	38606.46	0.0%
Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL4)	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL3)	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(OC)
500	958.56	31	33606.47	33497.77	-0.32%	500	958.02	31	33606.47	33284.84	-0.97%	500	932.07	32	38606.46	38606.46	0.0%
1000	958.55	31	33606.47	33497.43	-0.33%	1000	958.03	31	33606.47	33298.54	-0.92%	1000	935.12	31	38606.46	38606.46	0.0%
2000	958.51	31	33606.47	33497.07	-0.33%	2000	958.03	31	33606.47	33325.5	-0.84%	2000	942.35	31	38606.46	38606.46	0.0%
4000	958.35	31	33606.47	33497.19	-0.33%	4000	957.93	31	33606.47	33377.98	-0.68%	4000	955.98	31	38606.46	38606.46	0.0%
6000	958.06	31	33606.47	33497.62	-0.32%	6000	960.43	31	33606.47	33436.86	-0.51%	6000	967.10	31	38606.46	38606.46	0.0%
Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL4)	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCNL3)	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(OC)
900	558.6351	63	38606.46	37549.9	-2.74%	900	550.8866	63	38606.46	37266.64	-3.5%	900	775.64	59	38606.46	38606.46	0.00%
1800	827.507	41	38606.46	38180.13	-1.10%	1800	822.3455	41	38606.46	37846.6	-2.0%	1800	884.94	40	38606.46	38606.46	0.00%
3600	958.55	31	33606.47	33497.43	-0.33%	3600	958.03	31	38606.46	38298.55	-0.8%	3600	935.12	31	38606.46	38606.46	0.00%
5400	981.5378	29	38606.46	38562.28	-0.11%	5400	981.4752	29	38606.46	38433.77	-0.4%	5400	956.86	29	38606.46	38606.46	0.00%
7200	987.5715	28	38606.46	38583.14	-0.06%	7200	987.5393	28	38606.46	38489.7	-0.3%	7200	965.65	28	38606.46	38606.46	0.00%

Tabela 7.3 - Resultados das simulações utilizando os algoritmos MCL e MCT.

MCL - Seção Retangular (beta = 16)						MCT- Seção Retangular (beta = 16)					
S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCL)	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCT)
0.002	994.55	30	33606.47	33606.47	0.0%	0.002	994.38	29	38606.46	38608.39	0.01%
0.001	977.34	31	33606.47	33606.47	0.0%	0.001	979.08	30	38606.46	38609.58	0.01%
0.0007	957.28	32	33606.47	33606.47	0.0%	0.0007	958.85	31	38606.46	38610.17	0.01%
0.00025	787.99	35	33606.47	33606.47	0.0%	0.00025	763.06	35	38606.46	38610.14	0.01%
0.0001	547.29	33	33606.47	33606.47	0.0%	0.0001	486.72	37	38606.46	38608.68	0.01%
Manning	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCL)	Manning	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCT)
0.01	996.61	27	33606.47	33606.47	0.0%	0.01	997.58526	27	38606.46	38606.85	0.00%
0.02	990.16	29	33606.47	33606.47	0.0%	0.02	989.71182	28	38606.46	38607.58	0.00%
0.035	972.6	31	33606.47	33606.47	0.0%	0.035	974.55547	30	38606.46	38609.07	0.01%
0.045	957.28	32	33606.47	33606.47	0.0%	0.045	958.85099	31	38606.46	38610.17	0.01%
0.06	930.23	34	33606.47	33606.47	0.0%	0.06	931.72542	33	38606.46	38611.82	0.01%
Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCL)	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCT)
500	957.28	32	33606.47	33606.47	0.0%	500	958.94926	31	38606.46	38607.67	0.00%
1000	957.28	32	33606.47	33606.47	0.0%	1000	958.85099	31	38606.46	38610.17	0.01%
2000	957.28	32	33606.47	33606.47	0.0%	2000	958.49256	31	38606.46	38617.84	0.03%
4000	957.27	32	33606.47	33606.47	0.0%	4000	957.25739	31	38606.46	38637.69	0.08%
6000	957.25	32	33606.47	33606.47	0.0%	6000	958.29595	31	38606.46	38656.55	0.13%
Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCL)	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	V%(MCT)
900	655.9639	56	38606.46	38606.47	0.0%	900	584.91728	62	38606.46	38669.12	0.16%
1800	856.8291	40	38606.46	38606.47	0.0%	1800	835.98403	40	38606.46	38625.2	0.05%
3600	957.2771	32	38606.46	38606.47	0.0%	3600	958.85099	31	38606.46	38610.17	0.01%
5400	978.7455	29	38606.46	38606.47	0.0%	5400	981.5351	29	38606.46	38607.76	0.00%
7200	989.1811	28	38606.46	38606.47	0.0%	7200	987.56493	28	38606.46	38607.08	0.00%

7.2. Resultados: Teste 2:

Nesse teste foram avaliados como critérios de performance o erro com relação ao volume dos hidrogramas, a vazão de pico e o tempo referente à vazão de pico. Todos esses critérios foram avaliados para os softwares IPHS1, HEC-RAS e o modelo MCT.

O modelo MCT foi escolhido para este teste 2 porque os resultados do teste 1 sugeriram que este modelo apresentava conservação de volume excelente e possivelmente boa representação do amortecimento do hidrograma. O modelo HEC-RAS foi escolhido como o modelo mais completo e capaz de gerar resultados "corretos", que servissem de parâmetro de comparação para os modelos simplificados. Finalmente, o modelo IPHS1 foi escolhido porque é uma implementação do modelo MCNL3 bastante utilizada em aplicações no Brasil.

No teste 2 foi considerado um rio com 600 m de largura, profundidade máxima de 5 m, a partir da qual se inicia a planície de inundação. Na simulação inicial de referência, a declividade de fundo foi de 0,00025 m/m, a rugosidade do rio foi de 0,035 e a rugosidade da planície foi de 0,13, o intervalo espacial adotado foi de 1000 m e finalmente o intervalo temporal foi de 3600 segundos.

Além disso, também foram analisados os critérios de estabilidade já citados no capítulo referente à metodologia. Os resultados detalhados desse teste estão no ANEXO 1 e os hidrogramas resultantes estão no ANEXO 5.

O hidrograma sintético de entrada tem uma vazão máxima de 10000 m³/s, uma vazão mínima de 100 m³/s, o tempo em que ocorre a vazão máxima é de 120 horas e o parâmetro de forma do hidrograma (beta) é 4.

7.2.1. Resultados na simulação de referência do teste 2

A simulação de referência foi aplicada com $dx = 1000$ m; $dt = 3600$ s; n_{man} (rio) = 0,035 s/m^(1/3); n_{man} (planície) = 0,13 s/m^(1/3); $S = 0,00025$ m/m.

O hidrograma dessa aplicação é mostrado na Figura 7.17. Observa-se que os modelos MCT e HEC-RAS tiveram resultados bastante próximos, enquanto o IPHS1 apresentou resultados bem diferentes. O IPHS1 apresentou um hidrograma com pico

de vazão mais adiantado, porém menor que os outros modelos. Aproximadamente na vazão de 4000 m³/s percebe-se o efeito da planície de inundação. Esse efeito foi bem mais visível no modelo IPHS1. Aparentemente o volume do hidrograma gerado pelo modelo IPHS1 é bem menor do que os hidrogramas gerados pelo modelo HEC-RAS e MCT, que foram praticamente idênticos.

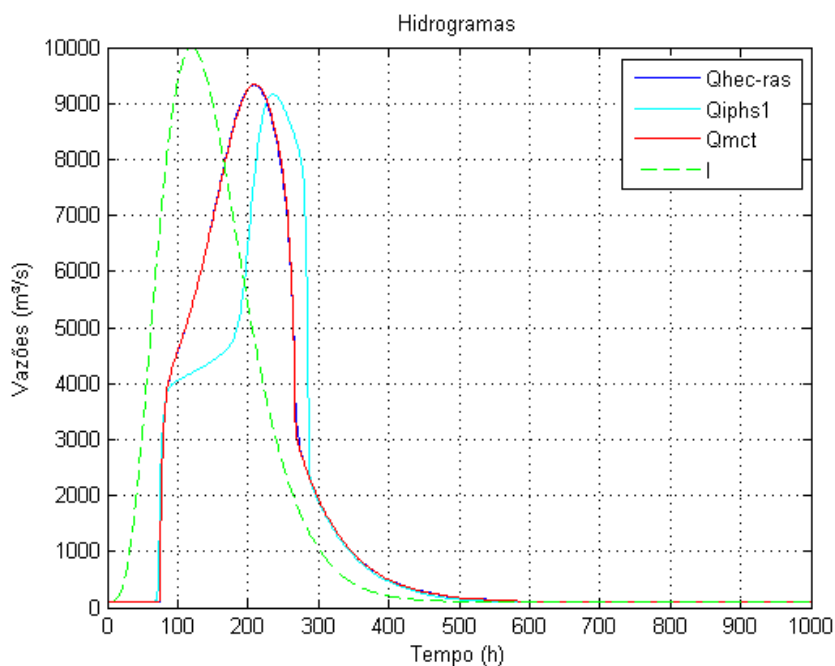


Figura 7.17 - Hidrogramas dos modelos gerados com os parâmetros de referência.

Os erros de volume na simulação de referência do teste 2 são apresentados na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 - Resultados da conservação de volume, vazão de pico e tempo de pico na simulação padrão do teste 2.

Modelo	Qmáx (m ³ /s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	ΔV%
HEC-RAS	9328,42	208	1620217	1621627	0,09%
MCT	9341,99	210	1620217	1621419	0,07%
IPHS1	9162,51	235	1620217	1485622	-8,31%

Observa-se que o HEC-RAS quase não apresenta erro de volume, o que era de se esperar por ser um modelo hidrodinâmico completo. Confirmando as suspeitas de ser um modelo bem representativo de rios com planície de inundação, além de considerar o volume, o modelo MCT apresentou erro quase que desprezível. O IPHS1

apresentou erro de -8,31%, o que já é considerado alto. Esse erro pode ter sido causado devido ao método de propagação MCNL3, implementado no IPHS1.

Problemas na conservação de volume, por parte do MCNL3, eram esperados como mostraram os trabalhos de Todini (2007), Faillache et al. (2004) e Tang e Samuels (1999).

Os valores da vazão de pico e do tempo de ocorrência do pico mostram que o modelo MCT se aproximou bem mais do HEC-RAS.

7.2.2. Efeito da Variação da declividade.

A Figura 7.18 apresenta os erros de conservação de volume dos diferentes modelos testados (MCT, HEC-RAS e MCNL do IPHS1) considerando canais de diferentes declividades. A cerca da variação da declividade, percebeu-se que os volumes dos hidrogramas propagados pelo modelo MCT e o HEC-RAS foram conservados, havendo apenas pouca variação no mesmo (Figura 7.18). O IPHS1, em contrapartida, apresentou erros significativos de volume (-14%) para declividade de 1 cm/km.

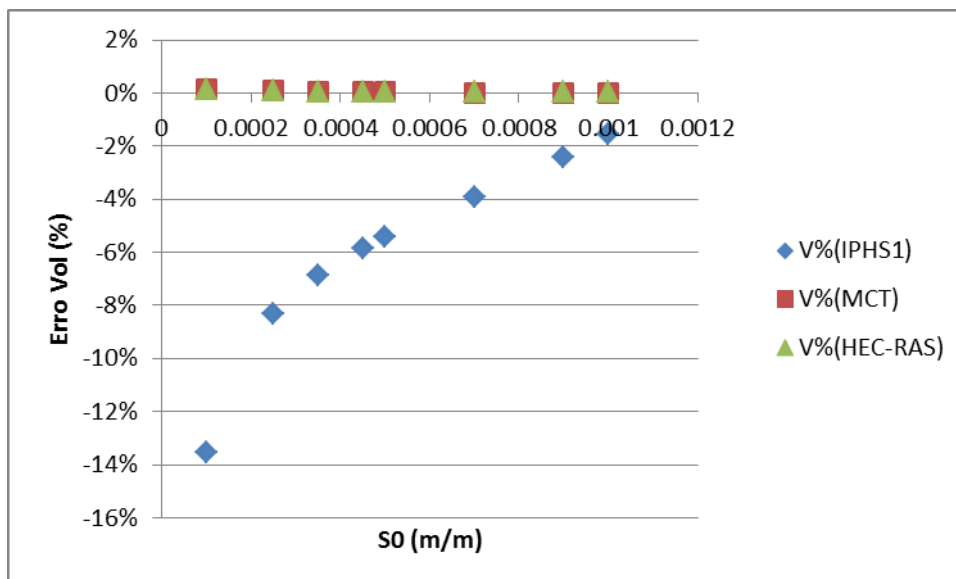


Figura 7.18 - Erro no volume para diferentes S0 (Teste 2).

Os erros de volumes gerados a partir dos resultados dos modelos MCT e HEC-RAS foram bem próximos à zero. Exemplificando melhor, o maior erro verificado no modelo HEC-RAS foi de 0,14% na declividade de 1 cm/km, que é extremamente baixa.

Já no modelo MCT, o maior erro verificado foi de 0,12% e aconteceu na mesma declividade.

Comparando o valor da vazão de pico calculada pelos modelos percebeu-se que houve pouca variação entre o MCT e o HEC-RAS. O IPHS1 continuou apresentando valores mais diferenciados. Os resultados mostram que a declividade influencia pouco na diferença entre as vazões de pico (Figura 7.19).

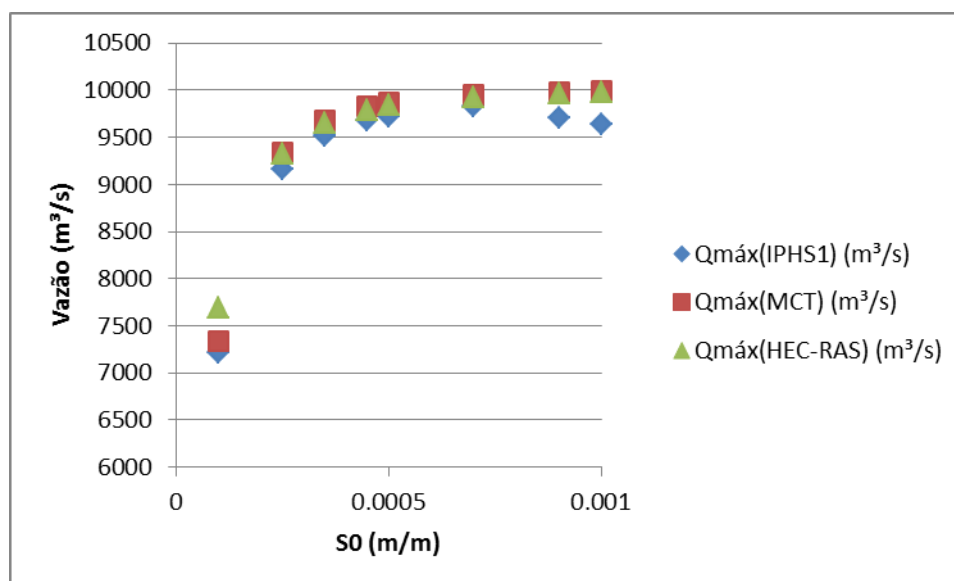


Figura 7.19 - Vazão de pico para diferentes S0 (Teste 2).

Pode-se perceber que a declividade influenciou no tempo de pico dos hidrogramas propagados pelo IPHS1. Percebe-se uma diferença significativa entre eles (Figura 7.20).

A diferença entre os tempos de pico dos modelos ficou mais evidente a medida que a declividade aumentou. Note que o efeito da declividade é diferente para os critérios de performance. Para declividades menores, o IPHS1 sofre com perdas de volume. Para declividades maiores, acontece um adiantamento do tempo de pico. Exemplificando através de números, para as declividades de 1 m/km, o tempo de pico do IPHS1 é de 189 horas, enquanto o tempo de pico dos modelos MCT e HEC-RAS é de 147 e 148, respectivamente.

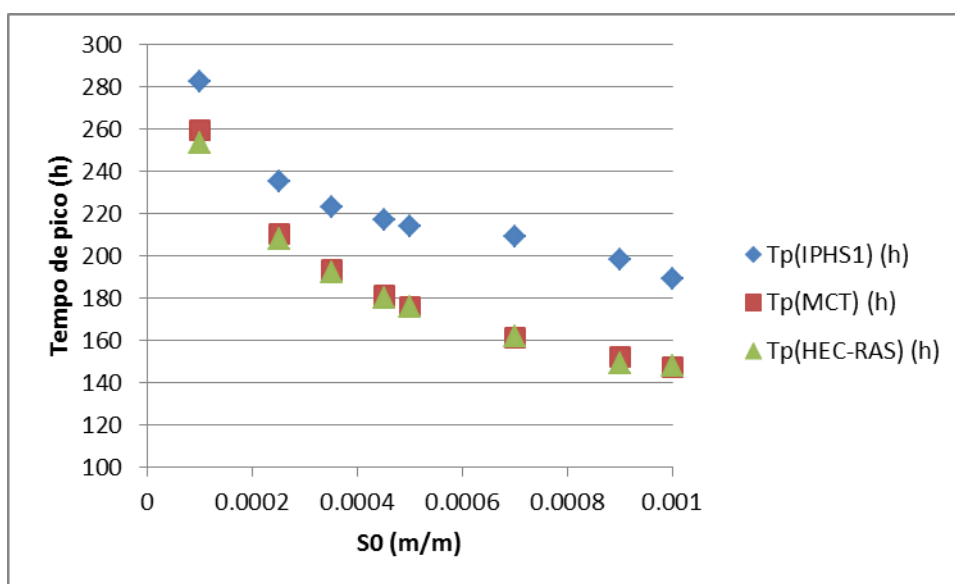


Figura 7.20 - Tempo de pico para diferentes S0 (Teste 2).

7.2.3. Variação da rugosidade da calha.

A Figura 7.21, Figura 7.22 e Figura 7.23 mostram o efeito da variação da rugosidade do rio nos volumes dos hidrogramas, na vazão de pico e no tempo de ocorrência da vazão de pico.

Com relação à variação da rugosidade, pode-se verificar que os erros de volumes obtidos pelos resultados dos modelos MCT e HEC-RAS foram muito próximos, ambos próximos à zero. Porém no IPHS1 percebeu-se uma grande variação nesse critério (erros na ordem de -8%). Como pode ser visto na figura abaixo, para a rugosidade de 0,01, o modelo apresenta um erro próximo aos outros dois modelos, porém com a diminuição da rugosidade os erros aumentam muito. Outro fato interessante é que não é verificada uma tendência nos valores referentes aos erros. Até a rugosidade de 0,035 há um aumento nos erros de volume, mas a partir desse valor, os erros começam a diminuir (Figura 7.21).

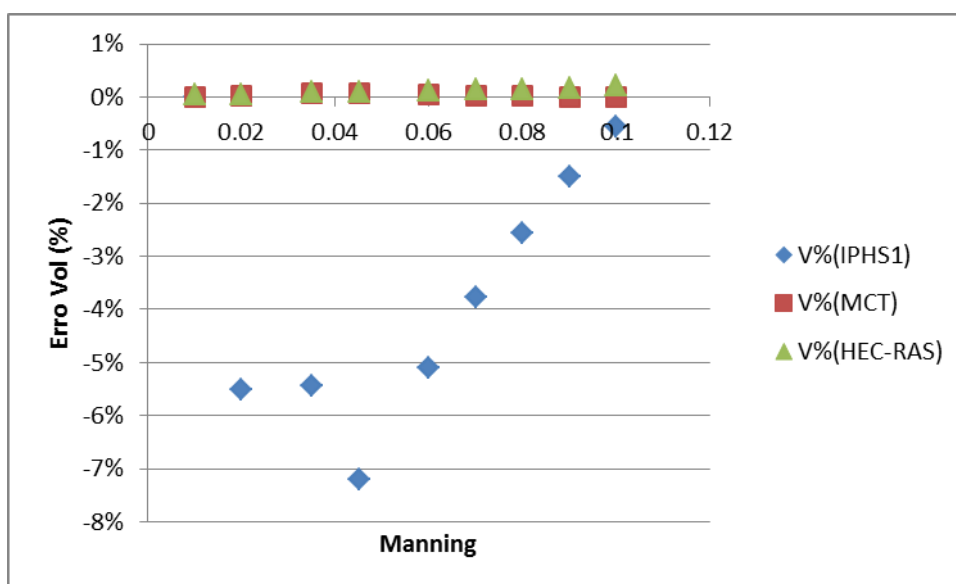


Figura 7.21 – Erro de volume para diferentes rugosidades do rio (Teste 2).

A vazão máxima, quando comparados os modelos MCT e HEC-RAS, apresentou uma pequena variação de valores e mantiveram uma tendência (Figura 7.22). O IPHS1 apresentou novamente uma variação maior nos resultados. O mesmo pode-se dizer do tempo em que ocorreu a vazão máxima (Figura 7.23). Os melhores resultados continuaram sendo do MCT e HEC-RAS. Os resultados obtidos com o IPHS1 nesse teste, não foram piores apenas pela diferença de valores e sim devido ao fato de que os valores não seguem a tendência dos outros dois.

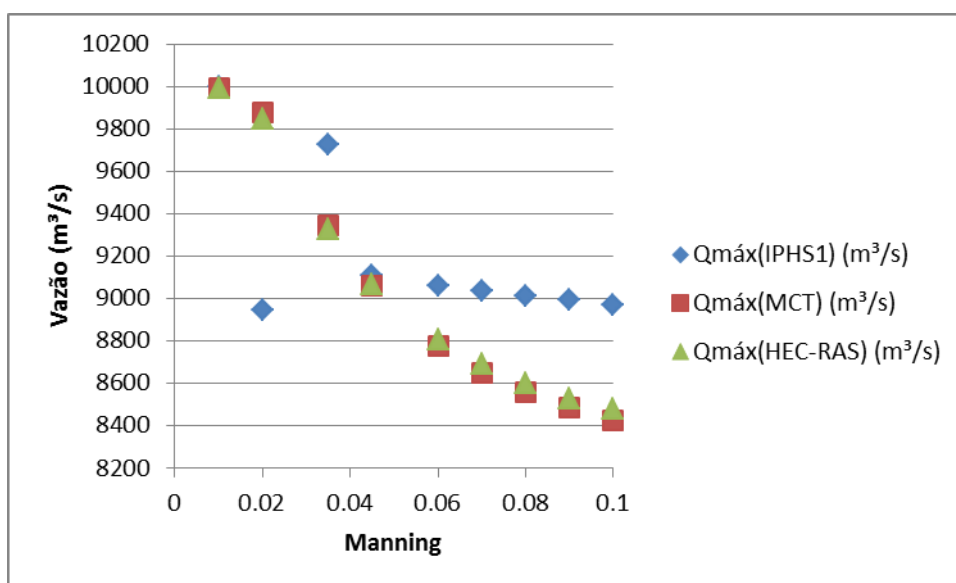


Figura 7.22 - Vazão de pico para diferentes rugosidades do rio (Teste 2).

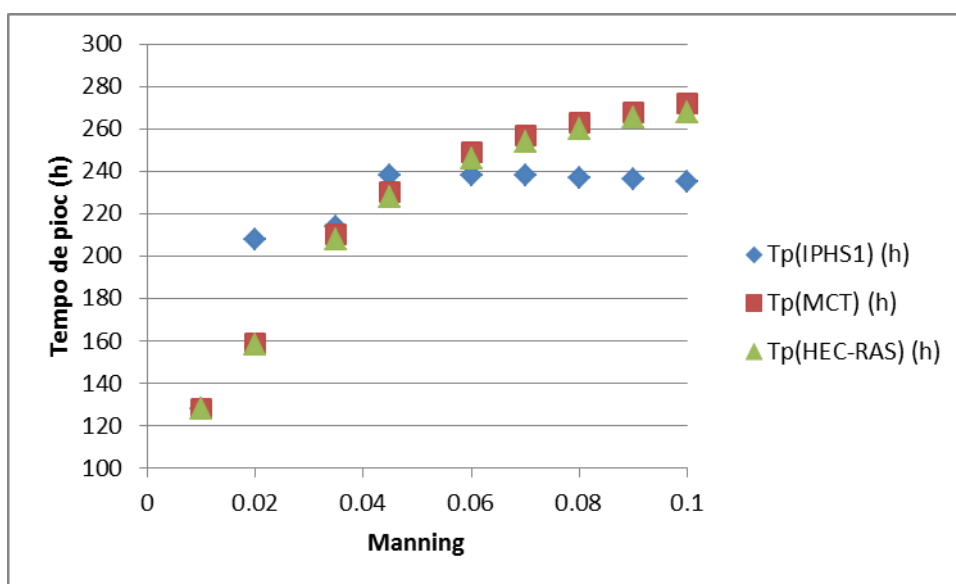


Figura 7.23 - Tempo de pico para diferentes rugosidades do rio (Teste 2).

7.2.4. Variação da discretização espacial.

A Figura 7.24 mostra os hidrogramas dos modelos utilizados para um Δx de 10 km. A Figura 7.25, Figura 7.26 e Figura 7.27 mostram o efeito da variação da discretização espacial nos volumes dos hidrogramas, na vazão de pico e no tempo de ocorrência da vazão de pico.

Com relação à discretização espacial percebe-se que o IPHS1 apresentou valores bem diferentes dos outros modelos testados. Os erros de volume foram todos altos, chegando a mais de -8%. O MCT e HEC-RAS também apresentaram alguns erros. Ao contrário das outras simulações onde os valores de erro de volume eram sempre baixos (não ultrapassando 0,5%). Pode-se perceber que houve erros maiores que -1% a partir de 50 km de intervalo espacial, chegando até -8% em Δx de 200 km. Como já dito anteriormente, é esperado que houvesse problemas nos resultados devido a uma discretização espacial menos refinada. Com relação ao HEC-RAS pode-se perceber que houve erros, mas esses não ultrapassaram 2% (Figura 7.25).

É importante observar a linha vertical que corresponde a um $\Delta x = 11$ km. Esse valor é calculado pela equação sugerida por Fread (1993) e indica um valor ideal do Δx a ser adotado para minimizar erros do modelo Muskingum-Cunge.

Os modelos apresentaram problemas de subida invertida quando foi utilizado um Δx de 5 km (HEC-RAS) e em um Δx de 10 km todos os modelos começaram a ter problemas de instabilidade (Figura 7.24).

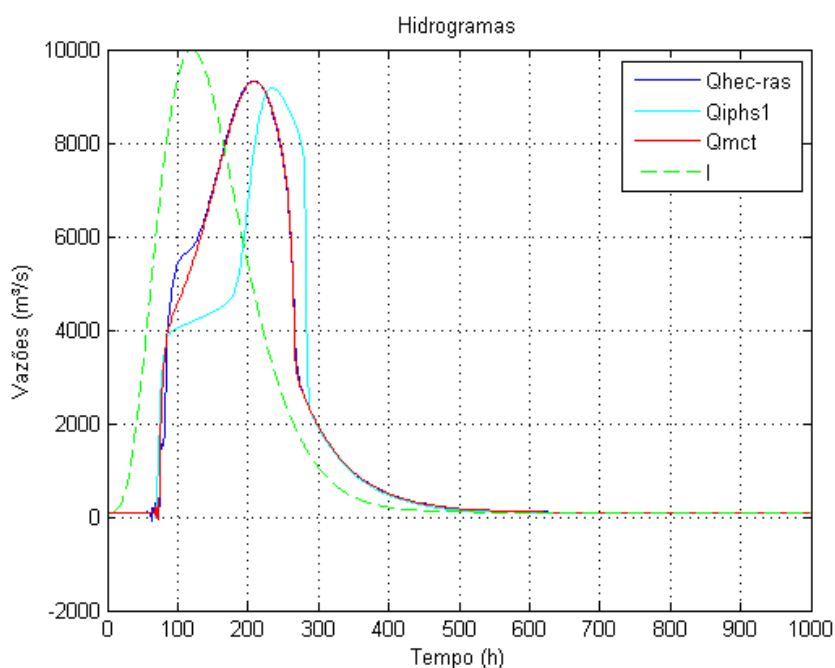


Figura 7.24 - Hidrogramas calculados com um Δx de 10 km. Pode-se observar problemas de instabilidade na subida dos hidrogramas.

Acerca do MCT, até um Δx de 30 km, os erros de conservação de volume foram menores que 0.5%, chegando ao valor máximo de -6% para Δx de 200 km. Com o modelo HEC-RAS os erros não passaram de 2%, com exceção do Δx de 10 km que o HEC-RAS apresentou grande instabilidade. Apesar dos erros terem sido baixos, os modelos sofreram com instabilidades e subida invertida no gráfico. É importante citar que para Δx baixos os erros de volume do MCT e do HEC-RAS são pequenos.

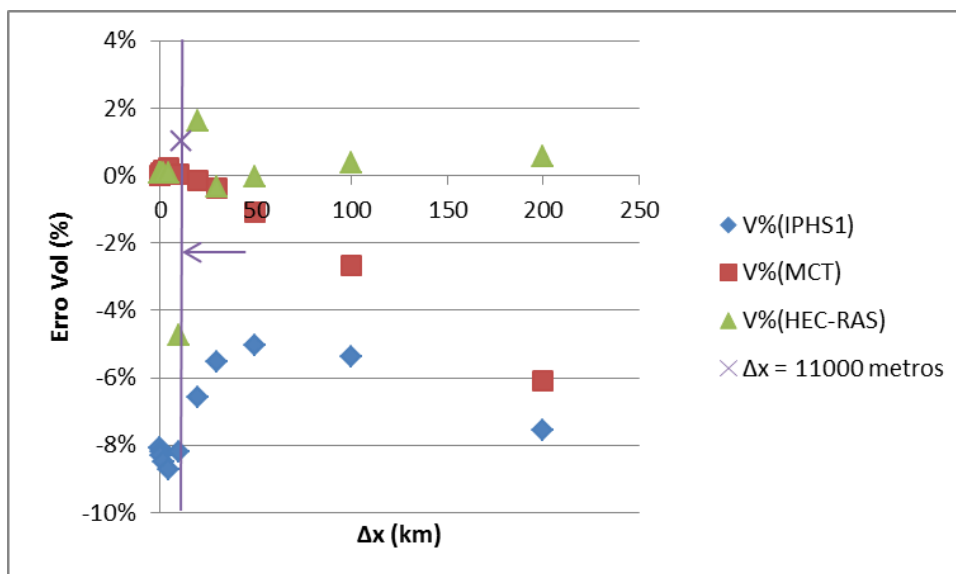


Figura 7.25 - Erro de volume para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 2).

Analisando a vazão máxima obtida pelos modelos (Figura 7.26) percebe-se que houve uma diferença significativa. O MCT subestimou as vazões máximas quando comparado ao HEC-RAS. O IPHS1 não apresentou uma tendência nos valores. Para Δx menores, o IPHS1 superestimou as vazões, ao contrário do MCT, quando comparados com o HEC-RAS. Para Δx maiores, o MCT continuou apresentando valores menores, porém o IPHS1 não apresentou vazões maiores do que o HEC-RAS. É importante citar que os valores de vazão máxima obtidos pelo IPHS1 foram inconsistentes. O hidrograma de entrada do teste 2 alcançava $10000 \text{ m}^3/\text{s}$ e houve alguns valores que ultrapassaram esse máximo chegando até a $10500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Com relação ao tempo de pico calculado, percebe-se uma tendência semelhante entre os modelos HEC-RAS e MCT. Novamente o IPHS1 apresenta resultados deferentes, partindo da hipótese que os valores apresentados pelo HEC-RAS, modelo hidrodinâmico completo, estejam corretos (Figura 7.27).

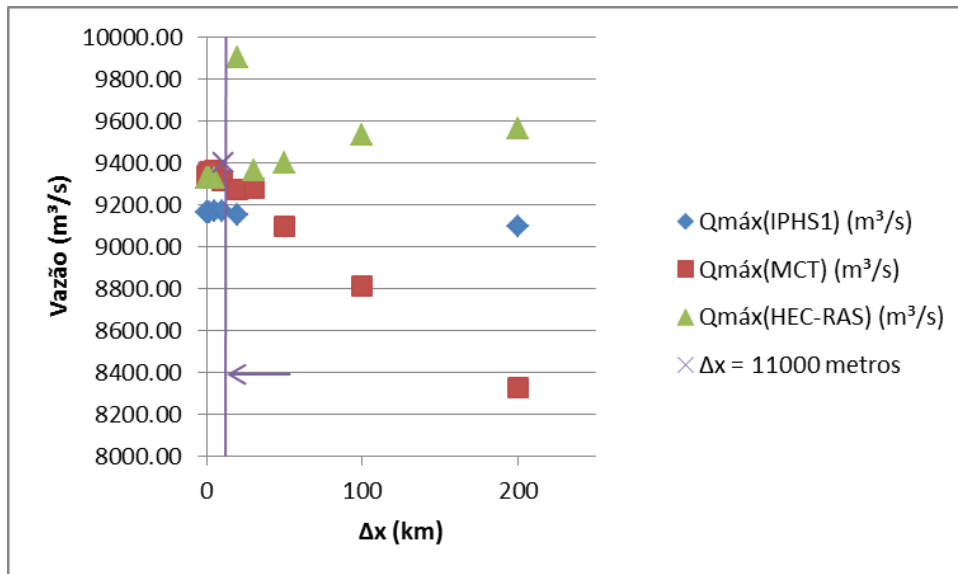


Figura 7.26 – Vazões máximas para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 2).

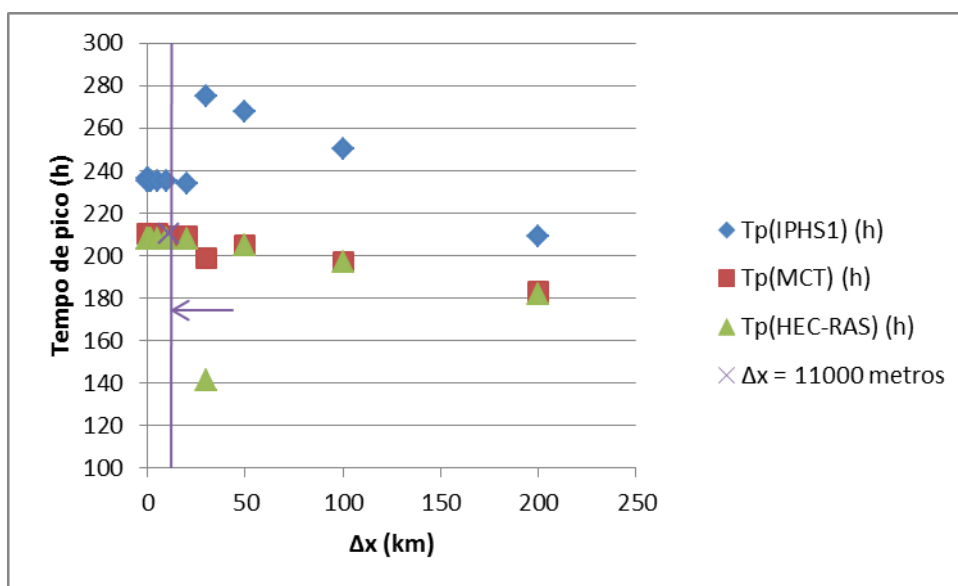


Figura 7.27 – Tempo de pico para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 2).

7.2.5. Variação da discretização temporal.

O último parâmetro a ser perturbado no Teste 2 foi o intervalo temporal (Figura 7.28). As vazões de pico e tempo de pico dos modelos foram praticamente às mesmas. Com relação ao erro de volume percebeu-se que o IPHS1 continuou tendo um pior

desempenho, chegando a apresentar erros maiores que -20%. O MCT apresentou erros que não ultrapassaram 0,5%. Em alguns casos o HEC-RAS pode mudar automaticamente o intervalo temporal. Isso acontece quando o programa detecta alguns problemas, como vazões negativas. Devido a isso, não se tem um controle exato se foi mantido o mesmo intervalo temporal em toda a simulação. Optou-se então em não usar o HEC-RAS na análise do Δt .

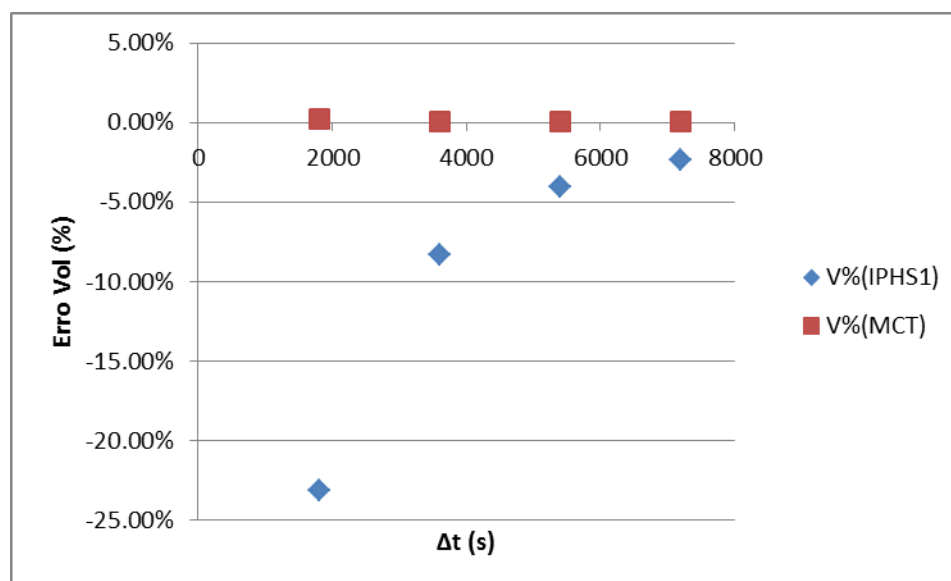


Figura 7.28 - Erro de volume para diferentes Δt (Teste 2).

7.2.6. Critérios de aplicabilidade.

As últimas análises do Teste 2 foram com relação aos critérios de aplicabilidade e o Δx definido por Fread (1993) (capítulo 6.2).

Foram testados valores de Δx para cada valor de declividade (0,0001, 0,00025, 0,0007, 0,001) e de comprimento do rio ou trecho (Tabela 7.5). Pode-se perceber que o valor do Δx pela equação de Fread (1993) (valor verde na tabela) é sempre maior do que o valor de Δx testado em que começam a aparecer erros de volume maiores do que 1% e inconsistências no gráfico (subida invertida ou hidrogramas inconsistentes, ambos representados pelos quadros vermelhos na tabela).

Na medida em que a declividade aumenta o efeito da escolha do Δx pela equação de Fread (1993) se torna mais deficiente. Pode-se observar que para $S_0 =$

0,001 o valor da discretização espacial é de 15000 metros e a partir de 5000 metros começam a aparecer erros, sejam vazões negativas, seja algum erro de volume. É importante citar que para declividades menores observam-se mais problemas ligados à conservação de volume. Em declividades maiores, os erros de volume são menores, mas observaram-se, no início da subida do hidrograma simulado, vazões negativas.

Tabela 7.5 - Comparação entre o Δx definido pela equação de Fread e um Δx qualquer. Os números nos quadros amarelos correspondem ao Δx ideal de Fread para cada declividade. Os valores variando de 50 a 200000 correspondem aos Δx testados. Os valores de 50000 a 200000 correspondem aos comprimentos de trechos testados. As células avermelhadas representam subida invertida ou inconsistência nos hidrogramas. As esverdeadas indicam que não houve os problemas de subida invertida ou inconsistência nos hidrogramas. Além disso, as células vermelhas indicam que houve erro de conservação de volume.

0.0001	Δx (m)												10000
L (m)	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000													
100000													
200000													
0.00025	Δx (m)												11000
L (m)	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000													
100000													
200000													
0.0007	Δx (m)												14000
L (m)	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000													
100000													
200000													
0.001	Δx (m)												15000
L (m)	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000													
100000													
200000													

Ambos os modelos (MCT e IPHS1) são considerados como sendo de onda cinemática, porém, pelo critério de aplicabilidade não poderiam ser usados. A Figura 7.29 também mostra o limite de aplicabilidade para modelos do tipo onda cinemática. Observe que segundo esse critério, apenas a partir de 1 m/km poderia utilizar o modelo MCT, por exemplo, o que não é verdade se for observado os erros de volume, por exemplo, do modelo para declividades mais baixas.

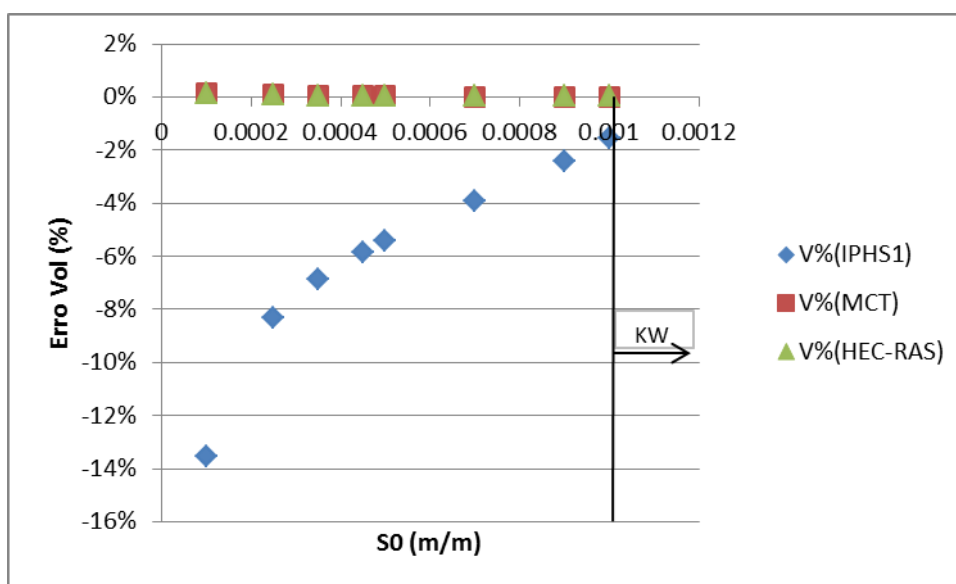


Figura 7.29 - Erros de volume dos modelos testados para diferentes declividades. A linha vertical mostra o limite de aplicabilidade de onda cinemática proposto por Ponce (1989). A seta indica que modelos do tipo onda cinemática (KW) deveriam ser utilizados quando a declividade do rio fosse maior do que 0,001 (nas condições do teste 2).

Esses critérios são calculados a partir de informações do hidrograma de entrada e das características do rio e seção. A grande combinação entre esses valores pode gerar bons resultados nas simulações e ruins no cálculo do critério de aplicabilidade.

Com relação aos critérios de aplicabilidade propostos por Ponce (1989), procedeu-se da seguinte forma. Foi calculado o coeficiente de Nash-Sutcliffe dos modelos MCT e IPHS1 com relação ao HEC-RAS.

Além disso, também foram calculados os critérios de onda cinemática e difusão (Tabela 7.6). Pode-se perceber que apesar de um alto coeficiente de Nash-Sutcliffe, os valores obtidos pelos critérios de aplicabilidade ficaram fora do limite estabelecido por Ponce (1989) (Equações 5.61 e 5.62).

Tabela 7.6 - Comparação dos critérios de aplicabilidade e coeficiente de NS.

Estatísticas	
NS (MCT/HEC-RAS)	99,98 %
NS (IPHS1/HEC-RAS)	86,49 %
Critérios de aplicabilidade - Ponce	
Onda cinemática	15,12
Difusão	151,2

7.2.7. Avaliação dos resultados do teste 2

Os resultados do teste 2 mostram que os resultados do modelo MCT são quase idênticos aos resultados de um modelo hidrodinâmico completo (HEC-RAS), num rio com seção transversal que inclui planície de inundação. Esta afirmação é válida para uma ampla faixa de valores de declividade e rugosidade e para várias opções de discretização.

Entretanto, o modelo MCT apresenta certa sensibilidade aos valores de Δx adotados na discretização espacial. Valores muito altos de Δx podem originar erros de vazão de pico e tempo de ocorrência do pico, além de problemas nos hidrogramas calculados, como a "subida invertida" ou instabilidade. A adoção do valor ideal de Δx indicado pela equação proposta por Fread (1993) não garante que alguns destes problemas não vão ocorrer. Os resultados do teste 2 parecem indicar que o Δx ideal deve ser menor do que o valor indicado pela equação de Fread (1993). Não parece haver problemas em adotar valores de Δx relativamente pequenos, embora o tempo de processamento possa ser um pouco maior. Tomando por base os resultados do teste 2, poderia se propor a utilização de um Δx ideal até três vezes menor do que o Δx ideal sugerido pela equação de Fread (1993).

Apesar dos modelos não lineares acompanharem melhor a variação da vazão pelo fato de permitir várias combinações dos parâmetros ao longo da simulação, os valores de vazão máxima e tempo de ocorrência dessa vazão foram bem diferentes entre o IPHS1 e HEC-RAS. Entretanto o modelo MCT conseguiu se aproximar do HEC-RAS no que diz respeito a esses valores. O IPHS1 apresentou vazões geralmente menores do que os outros dois modelos além de hidrogramas mais adiantados.

Assim como no teste 1, o teste 2 revela que o modelo MCT é a versão do modelo Muskingum-Cunge não linear que melhor representa a propagação de vazão em rios, inclusive com planície de inundação, comparado ao HEC-RAS.

7.3. Resultados: Teste 3:

Nesse teste foram avaliados como critérios de performance o erro com relação ao volume dos hidrogramas, a vazão de pico e o tempo referente à vazão de pico.

Todos esses critérios foram avaliados para os softwares IPHS1, HEC-RAS e o modelo MCT. Os resultados detalhados desse teste estão no ANEXO 2.

No teste 3 foi considerado um rio com 200 m de largura, profundidade máxima de 6 m, a partir da qual se inicia a planície de inundação. Na simulação inicial de referência, a declividade de fundo foi de 0,0001 m/m, a rugosidade do rio foi de 0,045 e a rugosidade da planície foi de 0,13, o intervalo espacial adotado foi de 5000 m e finalmente o intervalo temporal foi de 3600 segundos.

O hidrograma sintético de entrada tem uma vazão máxima de 1000 m³/s, uma vazão mínima de 100 m³/s, o tempo em que ocorre a vazão máxima é de 36 horas e o parâmetro de forma do hidrograma (beta) é 6.

7.3.1. Resultados na simulação de referência do teste 3

Os resultados da simulação com os parâmetros de referência foram parecidos com os resultados obtidos no teste 2.

7.3.2. Variação da declividade.

Com relação às declividades (a Figura 7.30 mostra os erros de volume em função da variação da declividade para os modelos testados), foi verificado que os erros de volume obtidos pelos resultados das simulações do modelo MCT, HEC-RAS e IPHS1 foram baixos. O modelo HEC-RAS apresentou erros de aproximadamente zero. O modelo MCT apresentou erros de volume que não ultrapassaram 0,5%. Esse erro pode ser devido às novas condições de geometria da seção ou do hidrograma de entrada, visto que no teste 2, o erro foi quase nulo. O modelo IPHS1, cujo método de propagação de vazão é o MCNL3, apresentou erros maiores em declividades menores que 0,00025. O erro máximo absoluto chegou a 5% para a declividade de 10 cm/km. É válido citar que esse erro, apesar de maior que os outros, não inviabiliza o uso do IPHS1. A partir da declividade 0,00035 os erros foram menores que 0,5%.

O erro maior em menores declividades é, geralmente, esperado. Pois é nessas declividades que o efeito do termo de pressão da equação dinâmica começa a fazer diferença. Quanto mais plano for o trecho e dependendo das condições existentes a jusante do trecho, pode acontecer efeitos de jusante, ou remanso.

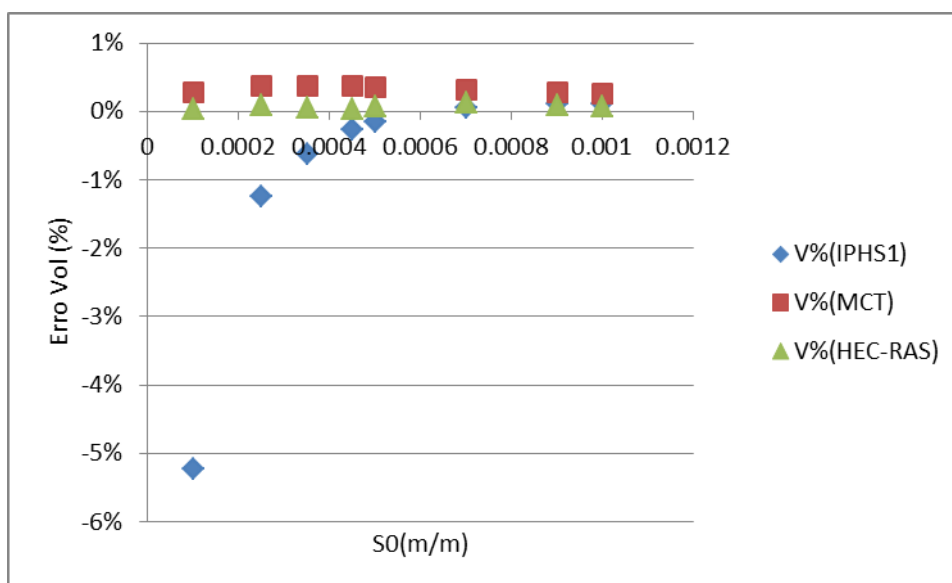


Figura 7.30 - Erro no volume para diferentes S0 (Teste 3).

A variação da vazão de pico e do tempo de pico em função da declividade (Figura 7.31 e Figura 7.32) variaram de forma semelhante com a declividade para os três modelos utilizados. Os modelos IPHS1 e MCT obtiveram praticamente os mesmos resultados do modelo HEC-RAS, mostrando que a variação da declividade não influenciou nesses resultados e que os modelos simplificados obtiveram bons resultados comparados ao modelo hidrodinâmico completo.

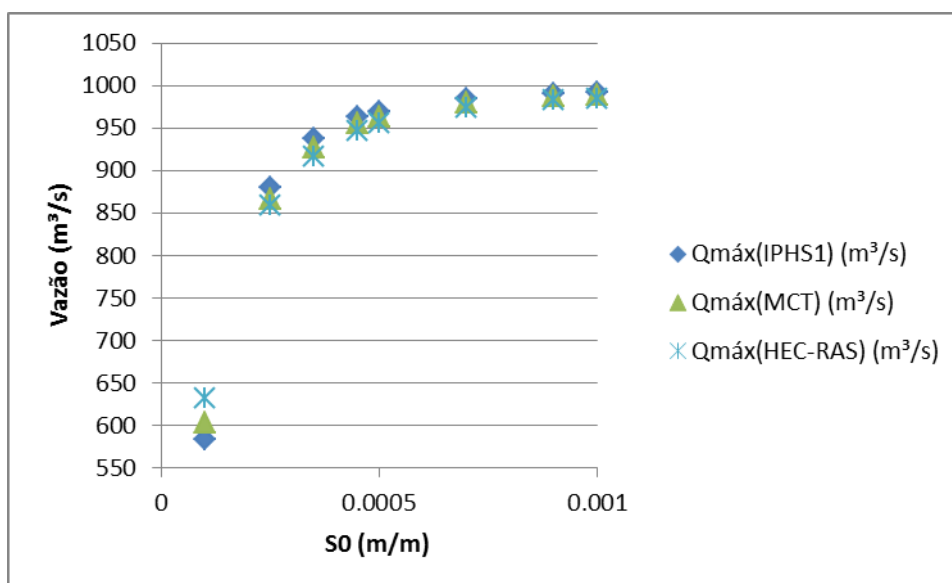


Figura 7.31 - Vazão de pico para diferentes S0 (Teste 3).

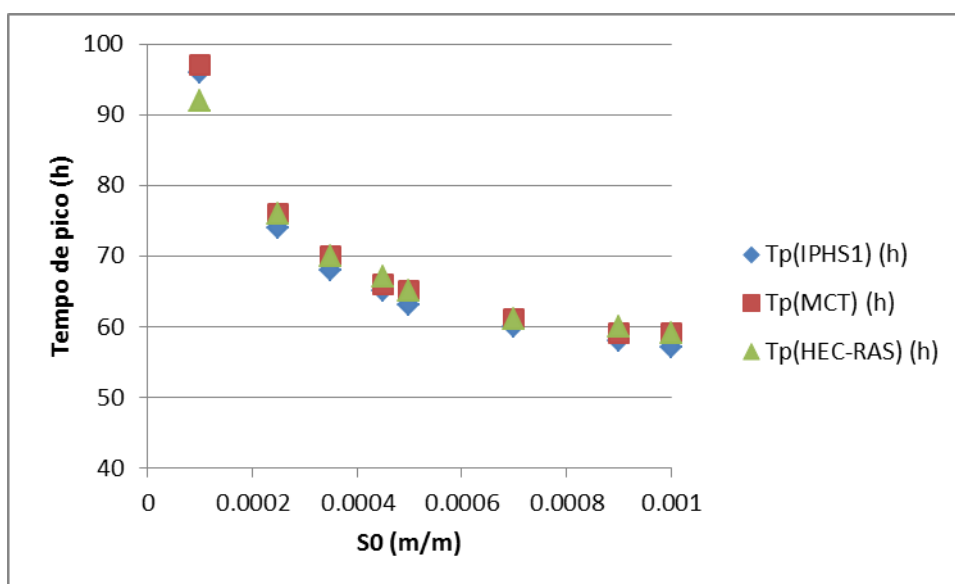


Figura 7.32 - Tempo de pico para diferentes S0 (Teste 3).

7.3.3. Variação da rugosidade da calha.

Com relação à variação da rugosidade, pode-se verificar que os erros de volume obtidos pelos resultados dos modelos MCT e HEC-RAS foram próximos à zero. Foi verificado também que para rugosidades mais baixas o valor do erro é menor. Os resultados obtidos pelo IPHS1 apresentaram uma tendência a maiores erros de volume à medida que a rugosidade foi aumentada (Figura 7.33). Esses erros chegaram a 13% em canais com maior rugosidade. Isso mostra a deficiência do IPHS1 em representar o escoamento em rios onde possa haver perdas de água devido a um maior atrito com as paredes e fundo do rio.

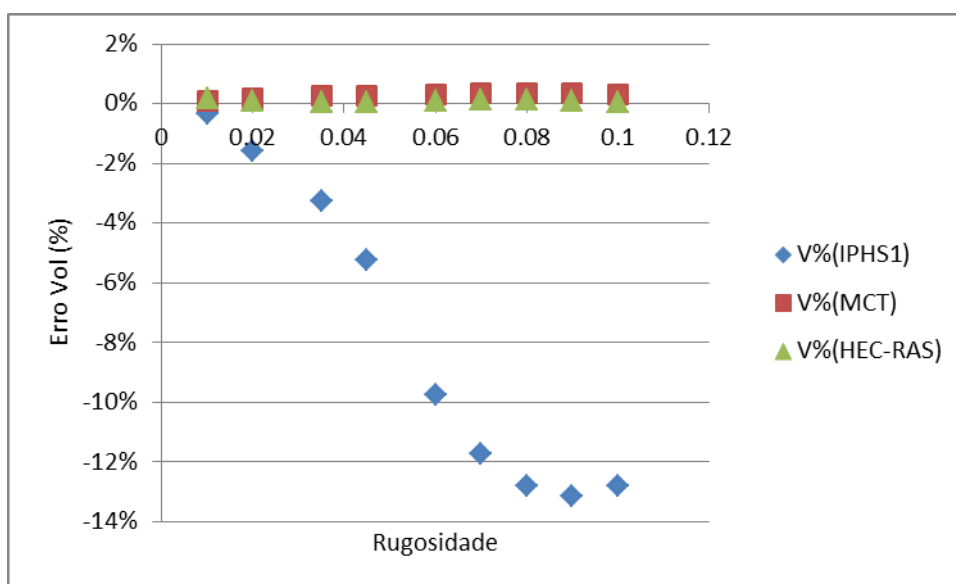


Figura 7.33 - Erro de volume para diferentes rugosidades do rio (Teste 3).

A vazão de pico (Figura 7.34) calculada pelo IPHS1 apresentou valores um pouco menores do que os outros modelos a partir da declividade 0,045, mas os três apresentaram uma tendência semelhante. Com relação ao tempo de pico (Figura 7.35), os três modelos continuaram bem semelhantes nesse teste.

Novamente vale destacar que os modelos MCT e IPHS1 apresentaram bons resultados quando comparados ao HEC-RAS no tocante vazão de pico e tempo de pico.

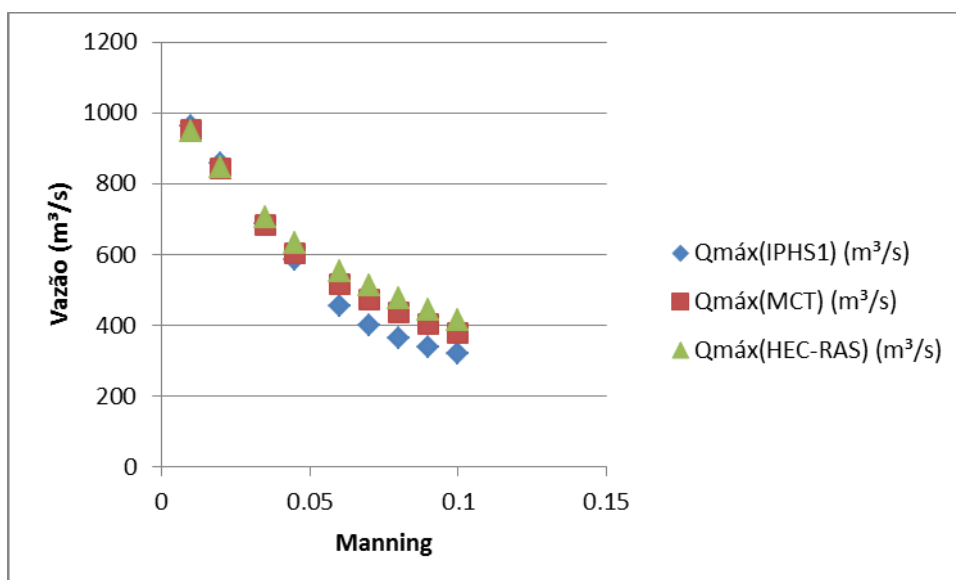


Figura 7.34 - Vazão de pico para diferentes rugosidades do rio (Teste 3).

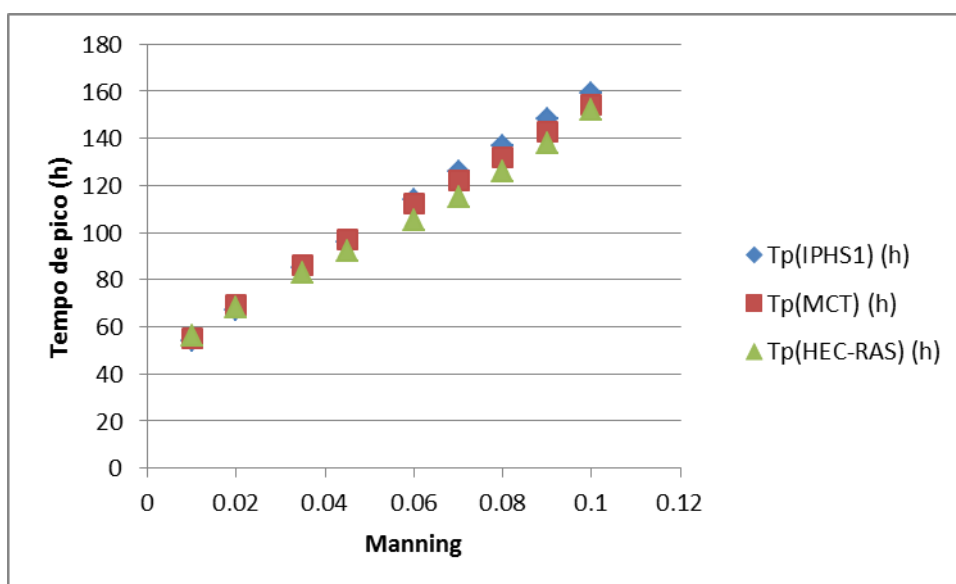


Figura 7.35 - Tempo de pico para diferentes rugosidades do rio (Teste 3).

7.3.4. Variação da discretização espacial.

Com relação à discretização espacial percebeu-se uma maior variação entre os modelos. Como pode ser visto na Figura 7.36, o modelo HEC-RAS apresentou erros abaixo de 2% em todos os valores testados. Foram resultados muito bons, em virtude da grande variação do intervalo espacial. O modelo MCT apresentou erro abaixo de 0,6% até um Δx de 10 km. A partir desse valor os erros foram maiores. Mesmo assim não ultrapassaram 5%. O IPHS1 continuou tendo os maiores erros de volume. Cerca de 20% para um dos intervalos espaciais ($\Delta x = 200$ km).

O erro crescente com a diminuição do detalhamento espacial de um rio é esperado. Os esquemas numéricos geralmente começam a apresentar instabilidades quando se considera o intervalo espacial ou temporal grandes. Percebe-se por esses testes que quanto mais subdividido um rio menores erros na conservação de volume serão observados. Porém há a desvantagem de que o modelo demorará mais para terminar o processo de simulação.

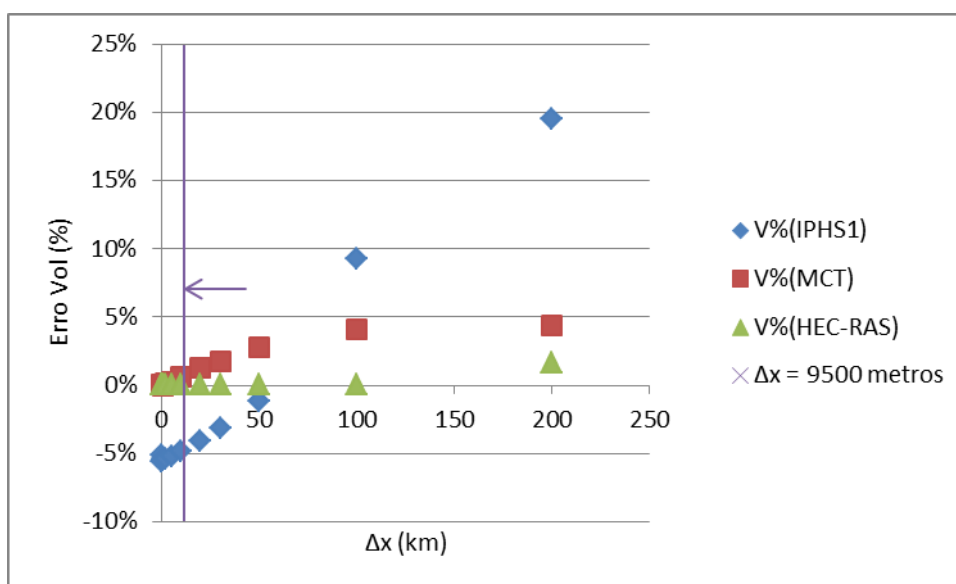


Figura 7.36 - Erro de volume para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 3).

Vale lembrar que o valor do Δx ideal para esse Teste é 9500 metros. Se tratando desse valor, o modelo MCT obteve resultados muito bons, pois mesmo ultrapassando esse limite os erros não ultrapassaram 5%. Até o valor de Δx ideal o modelo IPHS1 também obteve erros relativamente baixos (até 5%). Percebe-se que os erros se aproximaram de 10% apenas quando $\Delta x = 100$ km.

Quanto à variação na vazão de pico percebeu-se que apesar de existir uma diferença de aproximadamente $30 \text{ m}^3/\text{s}$ (em alguns casos) entre o HEC-RAS e o MCT, existe uma tendência igual entre esses modelos (Figura 7.37). O IPHS1, para valores mais altos de Δx , apresentou vazões bem maiores do que os outros dois modelos.

É importante destacar que mesmo subestimando os valores de vazão, os modelos simplificados apresentaram valores próximos ao hidrodinâmico completo, inclusive em Δx maiores do que 9500 metros (valor ideal).

Com relação ao tempo de pico observou-se apenas uma pequena variação entre os modelos (Figura 7.38).

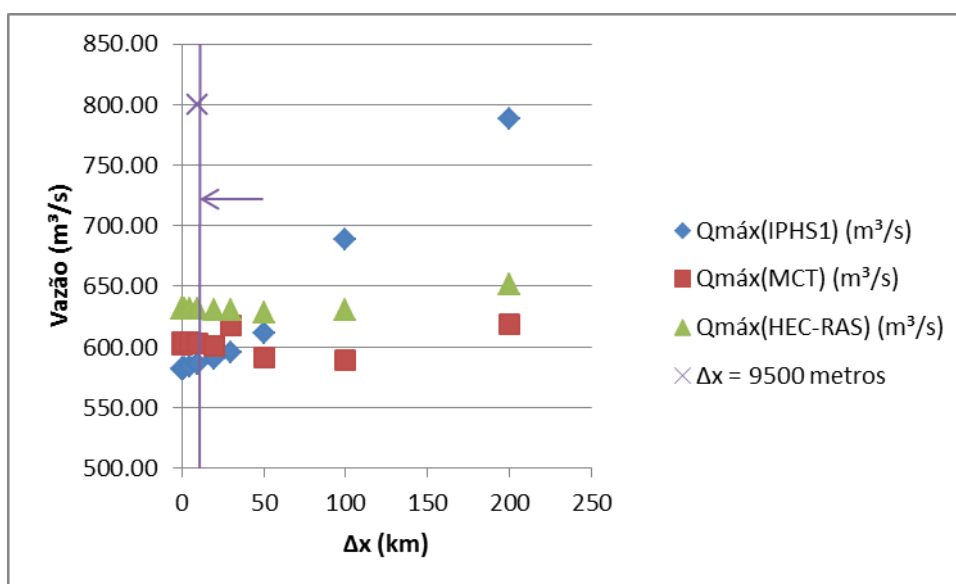


Figura 7.37 - Vazão de pico para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 3).

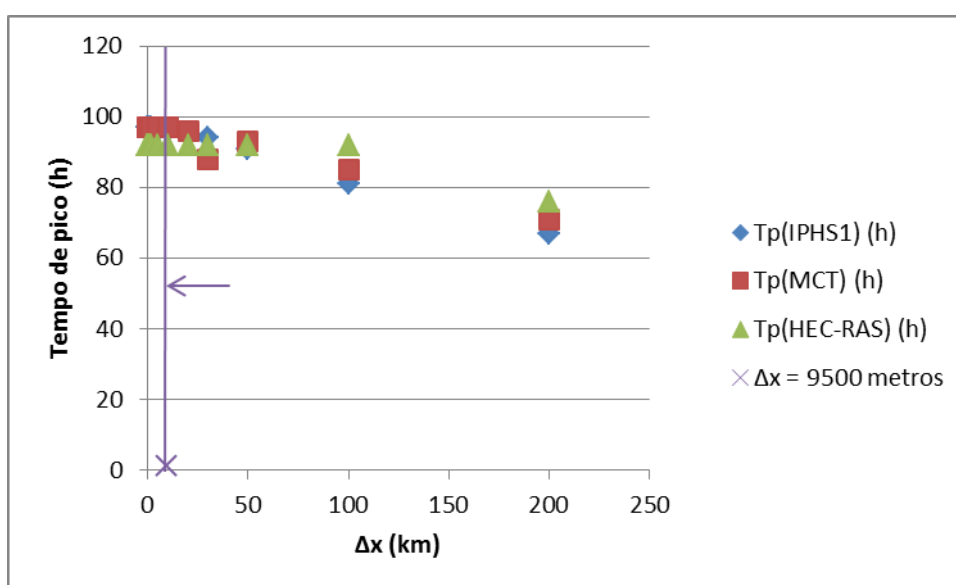


Figura 7.38 - Tempo de pico para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 3).

7.3.5. Variação da discretização temporal.

O último parâmetro a ser perturbado no Teste 3 foi o intervalo temporal (Figura 7.39). As vazões de pico e tempo de pico dos modelos foram praticamente às mesmas. Com relação ao erro de volume percebeu-se que o IPHS1 continuou tendo um pior

desempenho, chegando a apresentar erros de -8%. O MCT apresentou erros que não ultrapassaram 0,5%. Em alguns casos o HEC-RAS pode mudar automaticamente o intervalo temporal. Isso acontece quando o programa detecta alguns problemas, como vazões negativas. Devido a isso, não se tem um controle exato se foi mantido o mesmo intervalo temporal em toda a simulação. Optou-se então em não usar o HEC-RAS na análise do Δt .

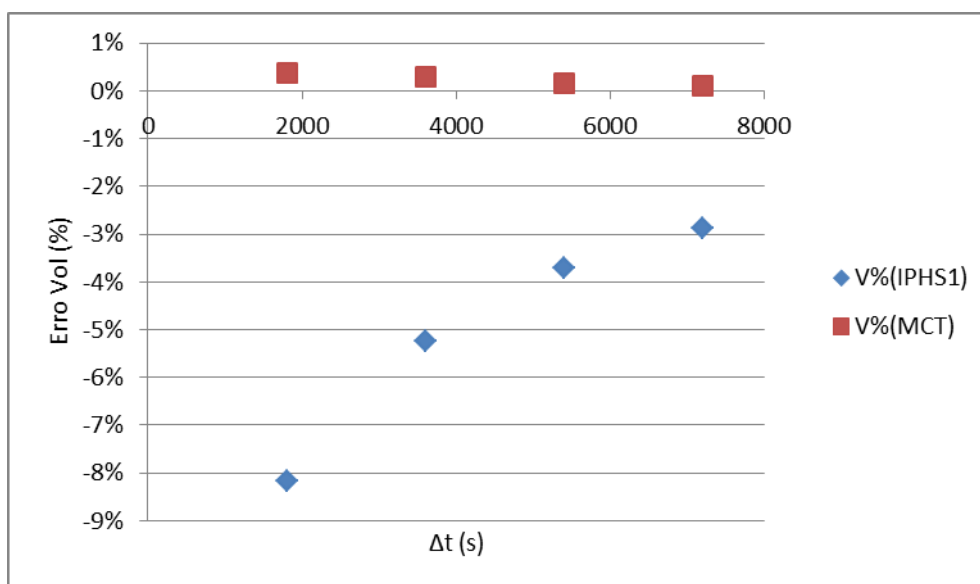


Figura 7.39 - Erro de volume para diferentes Δt (Teste 3).

7.3.6. Avaliação dos resultados do teste 3

Os resultados do teste 3 mostram que os resultados do modelo MCT são bem parecidos aos resultados de um modelo hidrodinâmico completo (HEC-RAS), num rio com seção transversal que inclui planície de inundação. Esta afirmação é válida para uma ampla faixa de valores de declividade e rugosidade e para várias opções de discretização.

Semelhante ao teste 2, o modelo MCT apresenta certa sensibilidade aos valores de Δx adotados na discretização espacial. Valores muito altos de Δx podem originar erros de vazão de pico e tempo de ocorrência do pico, além de problemas nos hidrogramas calculados, como a "subida invertida" ou instabilidade. Novamente pode-se afirmar que a adoção do valor ideal de Δx indicado pela equação proposta por Fread

(1993) não garante que alguns destes problemas não vão ocorrer. Os resultados do teste 3 parecem indicar que o ΔX ideal deve ser menor do que o valor indicado pela equação de Fread (1993). Não parece haver problemas em adotar valores de Δx relativamente pequenos, embora o tempo de processamento possa ser um pouco maior. Tomando por base os resultados do teste 2 e confirmando com os resultados dos teste 3, poderia se propor a utilização de um Δx ideal até três vezes menor do que o Δx ideal sugerido pela equação de Fread (1993).

7.4. Resultados: Teste 4:

Nesse teste foram avaliados como critérios de performance o erro com relação ao volume dos hidrogramas, a vazão de pico e o tempo referente à vazão de pico. Todos esses critérios foram avaliados para os softwares IPHS1, HEC-RAS e o modelo MCT. Juntamente com esses foi testado também o modelo MCNL3, pois esse é o mesmo modelo implementado no IPHS1. Dessa forma puderam-se comparar os resultados também entre os dois e saber se as grandes diferenças apresentadas pelo IPHS1 nos testes anteriores se assemelhariam ao MCNL3.

Assim como no Teste 2, também foram analisados os critérios de estabilidade mostrados no capítulo referente à metodologia.

No teste 4 foi considerado um rio com 300 m de largura, profundidade máxima do rio de 3 m, a partir da qual se inicia a planície de inundação. A profundidade máxima da planície até a base do rio foi de 4,5 m. Na simulação inicial de referência, a declividade de fundo foi de 0,0001 m/m, a rugosidade do rio foi de 0,035 e a rugosidade da planície foi de 0,13, o intervalo espacial adotado foi de 1000 m e finalmente o intervalo temporal foi de 3600 segundos.

O hidrograma sintético de entrada tem uma vazão máxima de 2000 m³/s, uma vazão mínima de 100 m³/s, o tempo em que ocorre a vazão máxima é de 120 horas e o parâmetro de forma do hidrograma (beta) é 8.

Os resultados detalhados desse teste estão no ANEXO 3 e alguns hidrogramas resultantes estão no ANEXO 6.

7.4.1. Resultados na simulação de referência do teste 4

A simulação de referência foi aplicada com $dx = 1000 \text{ m}$; $dt = 3600 \text{ s}$; $n_{\text{man}}(\text{rio}) = 0,035 \text{ s/m}^{(1/3)}$; $n_{\text{man}}(\text{planície}) = 0,13 \text{ s/m}^{(1/3)}$; $S = 0,0001 \text{ m/m}$.

O hidrograma dessa aplicação é mostrado na Figura 7.40. Observa-se que os modelos MCT e HEC-RAS tiveram resultados mais próximos. Os modelos IPHS1 e MCNL3 apresentaram resultados semelhantes. Observando a figura, pode-se perceber que o modelo IPHS1 apresentou a menor vazão de pico, seguido do modelo MCNL3. A forma desses hidrogramas também ficou bem diferente dos resultados considerados “reais” ou observados, que seria os resultados apresentados pelo HEC-RAS. Aparentemente ambos os modelos tiveram uma perda de volume nos hidrogramas propagados.

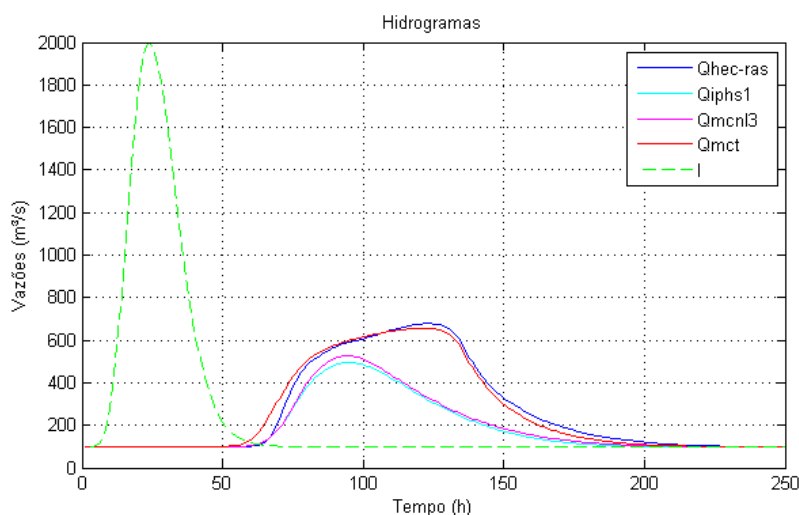


Figura 7.40 - Hidrogramas dos modelos gerados com os parâmetros de referência.

Os erros de volume na simulação de referência do teste 4 são apresentados na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 - Resultados da conservação de volume, vazão de pico e tempo de pico na simulação padrão do teste 2.

Modelo	Qmáx (m³/s)	Tp(h)	ΣI	ΣQ	$\Delta V\%$
HEC-RAS	678,29	123	90834,89	91418,25	0,64%
MCT	656,07	121	90834,89	90776,33	-0,06%
IPHS1	494,32	95	90834,89	71455,75	-21,33%
MCNL3	526,4	94	90834,89	73132,41	-19,49%

Observa-se que o modelo MCT apresentou os menores erros de conservação de volume. A vazão de pico foi de 656,07 m³/s, contra 678,29 m³/s do modelo HEC-RAS. O tempo de ocorrência da vazão de pico aconteceu com duas horas de antecedência em comparação ao modelo HEC-RAS. Apesar das diferenças de vazão de pico e tempo de vazão de pico, os resultados foram bem semelhantes, ao contrário dos resultados obtidos pelos modelos MCNL3 e IPHS1. Os erros de conservação de volume apresentados pelos MCNL3 e IPHS1 foram de -19,49% e -21,33% respectivamente. Problemas na conservação de volume, por parte do MCNL3, eram esperados como mostraram os trabalhos de Todini (2007), Faillache et al. (2004) e Tang e Samuels (1999). Apesar do método de propagação de vazão ser idêntico, essa diferença pode ter sido causada pela diferença entre as seções transversais. Os resultados de vazão de pico e tempo de ocorrência da vazão de pico foram muito diferentes dos resultados apresentados pelo HEC-RAS.

Os valores da vazão de pico e do tempo de ocorrência do pico mostram que o modelo MCT se aproximou bem mais do HEC-RAS.

7.4.2. *Variação da declividade.*

A Figura 7.41 mostra os resultados dos erros de volume dada a variação das declividades para os diferentes modelos testados. Como era esperado, o IPHS1 e o MCNL3 apresentam o mesmo comportamento, apesar de uma diferença nos valores. O MCT e o HEC-RAS apresentaram erros muito baixos, bem próximos a zero. Destaca-se o modelo MCT que nesse teste apresentou erros menores do que o HEC-RAS. O máximo erro do MCT foi de 0,11% para uma declividade de 7 cm/km. O máximo erro do HEC-RAS foi de -1,22% para a declividade de 4,5 cm/km.

O MCNL3 e IPHS1 apresentaram erros de -19,49% e -21,33% respectivamente e ambos na declividade mais baixa (1 cm/km). Note que apenas o MCT não apresentou erros negativos, significando que os modelos estão perdendo volume. Isso deve ser levado em consideração na utilização desses modelos, pois a perda de volume pode significar um mau dimensionamento – subestimativa – de estruturas de drenagem, operação de reservatórios, entre outras.

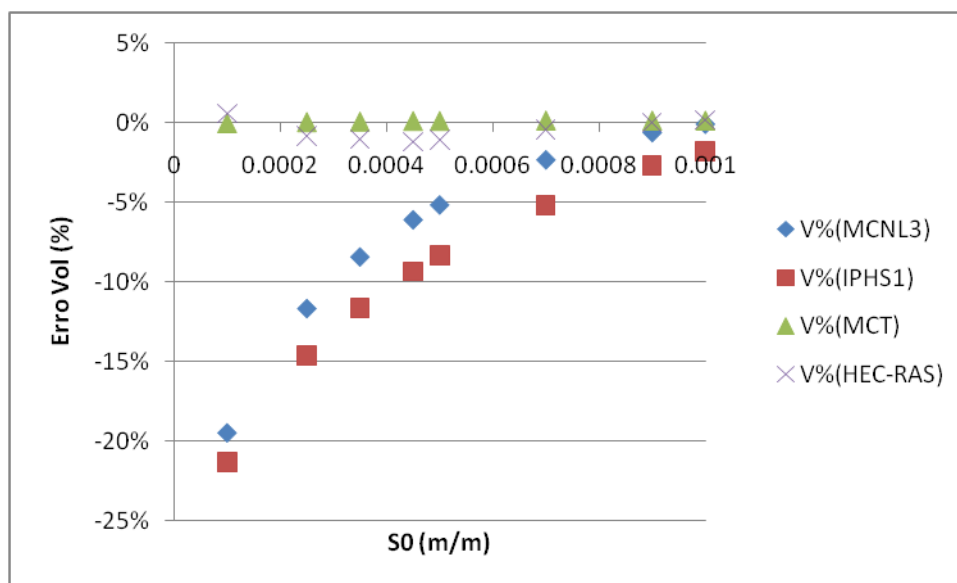


Figura 7.41 - Erro de volume para diferentes declividades (Teste 4).

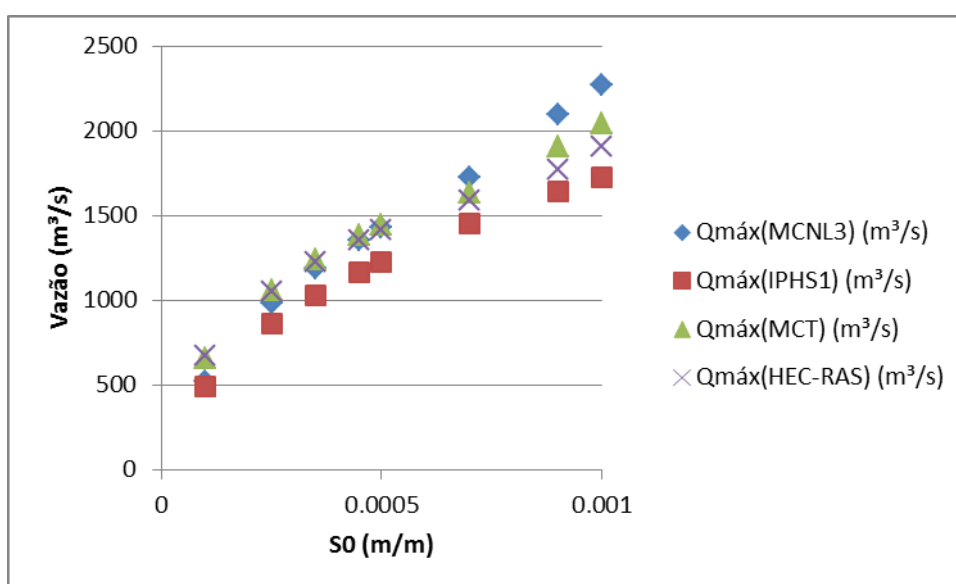


Figura 7.42 - Vazão máxima para diferentes declividades (Teste 4).

A Figura 7.42 mostra os valores de vazão máxima calculados pelos modelos, ou seja, os picos dos hidrogramas de saída em função da declividade. Os valores calculados pelo MCT foram os que mais se aproximaram do HEC-RAS. Apenas para declividades maiores que houve uma diferença de aproximadamente 100 m³/s a mais no MCT. O MCNL3 e o IPHS1 apresentaram valores bem diferentes ao longo da variação da declividade. Apesar de ambos perderem volume, o IPHS1 subestimou os

valores de vazão máxima (1724,82 m³/s para 1 m/km) e o MCNL3 superestimou esses valores (2269,25 m³/s para 1 m/km). Destaca-se novamente que ao afirmar que um ou outro modelo subestimou ou superestimou algum resultado, é com relação aos valores calculados pelo HEC-RAS.

Com relação ao tempo de pico da onda de cheia, o MCT foi o modelo no qual os resultados mais se aproximaram do HEC-RAS (Figura 7.43). No MCNL3 o tempo de pico apresentou um atraso, comparado com o HEC-RAS, nas menores declividades. Para as declividades a partir de 9 cm/km o tempo de pico da onda foi mais rápido. Com relação ao IPHS1, o tempo de pico sempre chegou atrasado quando comparado com o HEC-RAS.

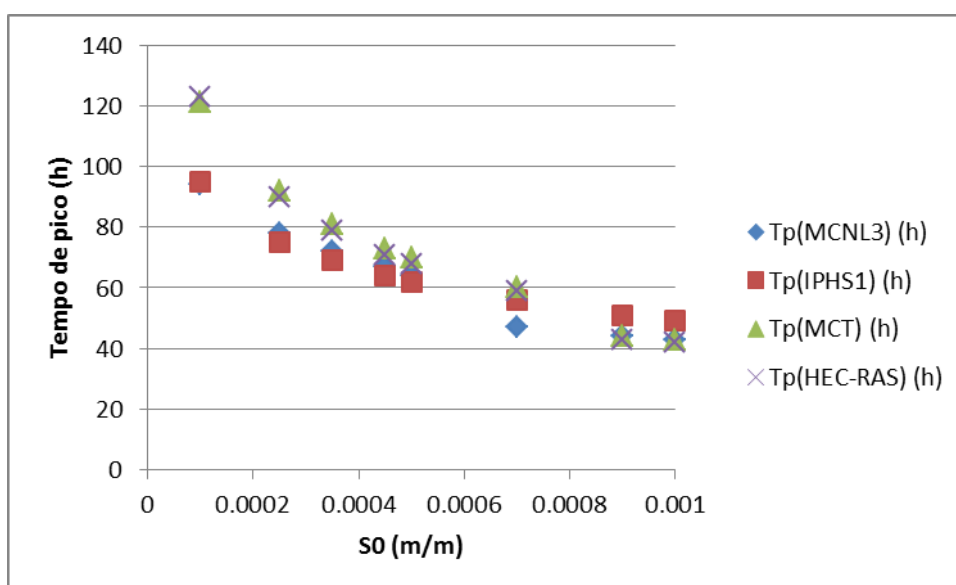


Figura 7.43 - Tempo de pico para diferentes declividades (Teste 4).

7.4.3. Variação da rugosidade da calha.

Variando a rugosidade da calha (Figura 7.44), o erro de volume apresentado pelo MCT, assim como na variação das declividades, foi menor do que os erros no HEC-RAS. Exemplificando, na rugosidade de 0,06, os erros foram máximos para ambos, - 0,34% (MCT) e 0,48% (HEC-RAS).

A cerca dos outros modelos testados, o IPHS1 apresentou um pior desempenho. Na maior rugosidade (0,1) o modelo não conseguiu representar o

escoamento e o erro de volume chegou a -53%. Os erros de volume no MCNL3 chegaram à ordem de -23%. É importante citar que no IPHS1, a vazão simulada não ultrapassou a planície de inundação nas menores rugosidades (0,01 a 0,045).

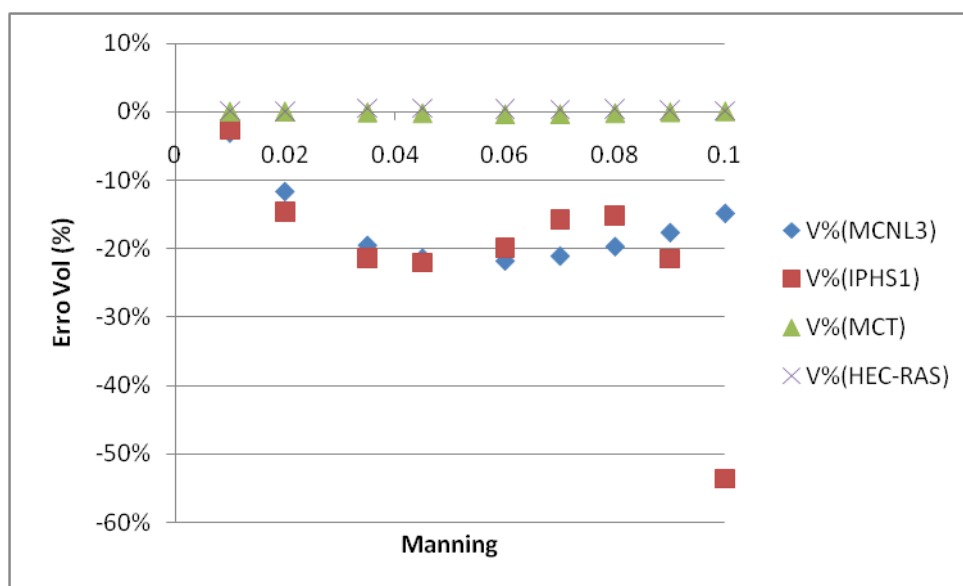


Figura 7.44 - Erro de volume para diferentes rugosidades do rio (Teste 4).

Com relação às vazões máximas, o MCT se manteve bem próximo ao HEC-RAS. Tanto o IPHS1 quanto o MCNL3 subestimaram as vazões máximas (Figura 7.45). O mesmo resultado foi obtido quando se observou o tempo de pico da onda de cheia (Figura 7.46). O MCT apresentou valores bem próximos ao HEC-RAS e nos outros modelos a onda de cheia chegou atrasada comparando-se com o HEC-RAS.

Apesar da existência de uma diferença entre as vazões, os modelos apresentaram uma mesma tendência nos resultados, com exceção ao IPHS1, em uma das rugosidades (0,08), em que a vazão não seguiu a tendência das outras. O mesmo pode-se dizer com relação ao tempo de pico. Pode-se observar que a partir da rugosidade de 0,08 o modelo IPHS1 apresenta valores que se diferem da tendência inicial.

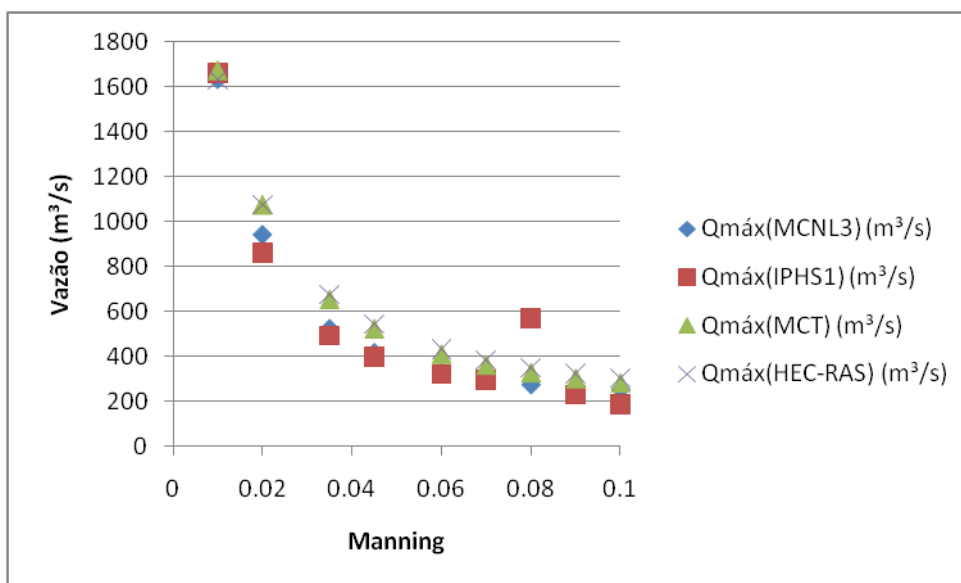


Figura 7.45 - Vazão máxima para diferentes rugosidades do rio (Teste 4).

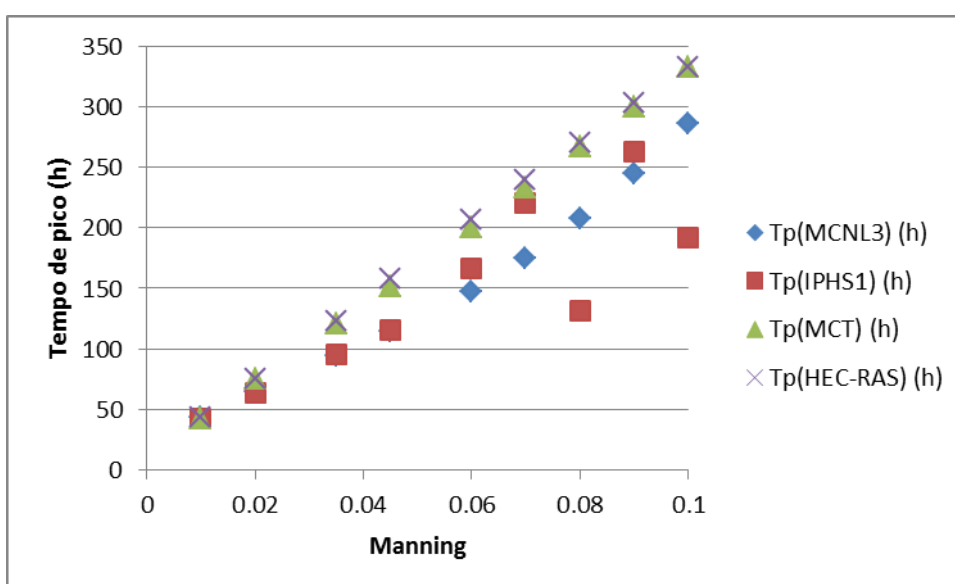


Figura 7.46 - Tempo de pico para diferentes rugosidades do rio (Teste 4).

7.4.4. Variação da discretização espacial.

O parâmetro Δx gerou uma grande diferença nos resultados tanto de erro de volume, como de vazão máxima e tempo de pico. O erro de volume observado na Figura 7.49 mostra que para o MCT, os erros foram abaixo de 1% (em módulo) apenas para intervalos espaciais até 2000 metros. Acima disso, os erros foram mais altos,

chegando a -11,57% para um Δx de 50000 metros. Para 100 e 200 km o modelo apresentou instabilidade e subida invertida no gráfico (Figura 7.47).

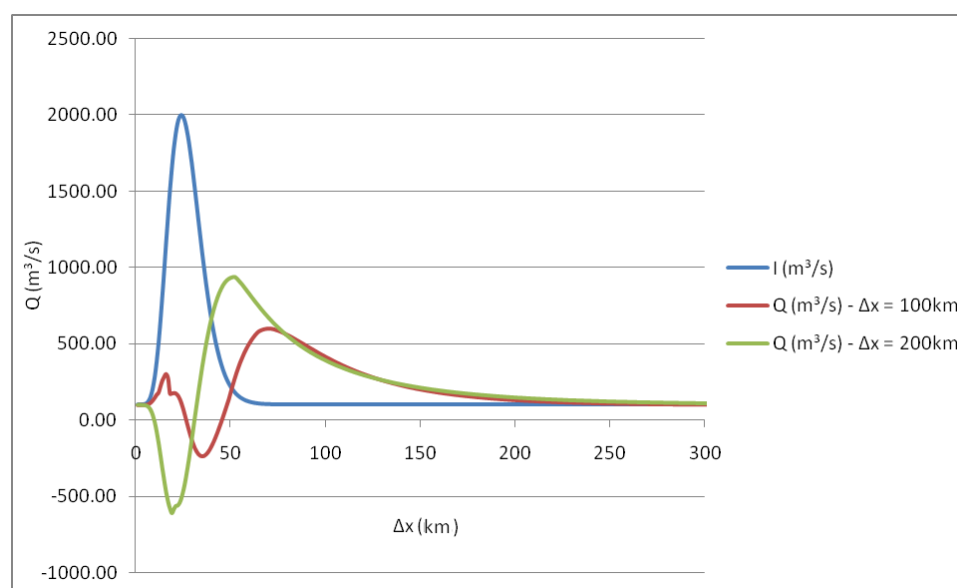


Figura 7.47 - Problemas de instabilidade numérica e subida invertida do hidrograma. Os hidrogramas são resultados das simulações obtidas pelo modelo MCT.

O HEC-RAS apresentou menores erros de volume e só começaram a aparecer a partir de 50 km de intervalo espacial. Em contrapartida, problemas de instabilidade surgiram a partir de um Δx de 20 km (Figura 7.48).

É importante citar também que a partir de 20 km o MCT apresentou vazões negativas na subida do hidrograma simulado (subida invertida). No HEC-RAS esses problemas começaram a aparecer a partir de 5 km. A Figura 7.48 mostra os hidrogramas resultantes simulados com um Δx de 20 km.

Os erros de volume do modelo MCNL3 tiveram uma media de -20,34%. De 50 metros a 5000 metros, de intervalo espacial, o escoamento não chegou a entrar na planície de inundação e a partir de 10 km observou-se a presença de vazões negativas na subida do hidrograma.

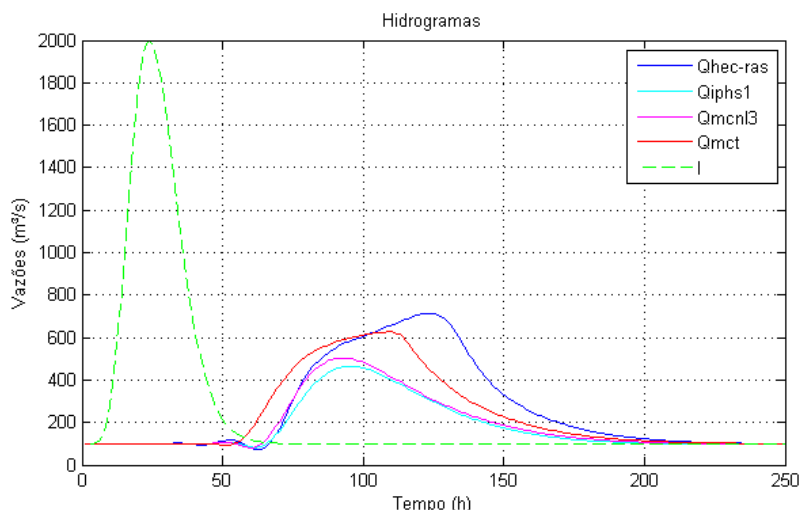


Figura 7.48 - Resultado das simulações utilizando um Δx de 20 km. Os outros parâmetros utilizados nessa simulação foram os parâmetros padrão dos teste 4.

Com relação aos erros de volume apresentados pelo IPHS1, observou-se que em média os valores foram de -12,87% e a partir de 10 km houve problemas de vazões negativas na subida do hidrograma, semelhante ao MCNL3. A linha $\Delta x = 6$ km (intervalo espacial ideal) indica qual o limite de escolha de Δx . Pode-se perceber que para valores menores do que 6 km, os erros do MCT e HEC-RAS são baixos. Após esse valor começam a aparecer problemas na conservação de volume, principalmente para o modelo MCT.

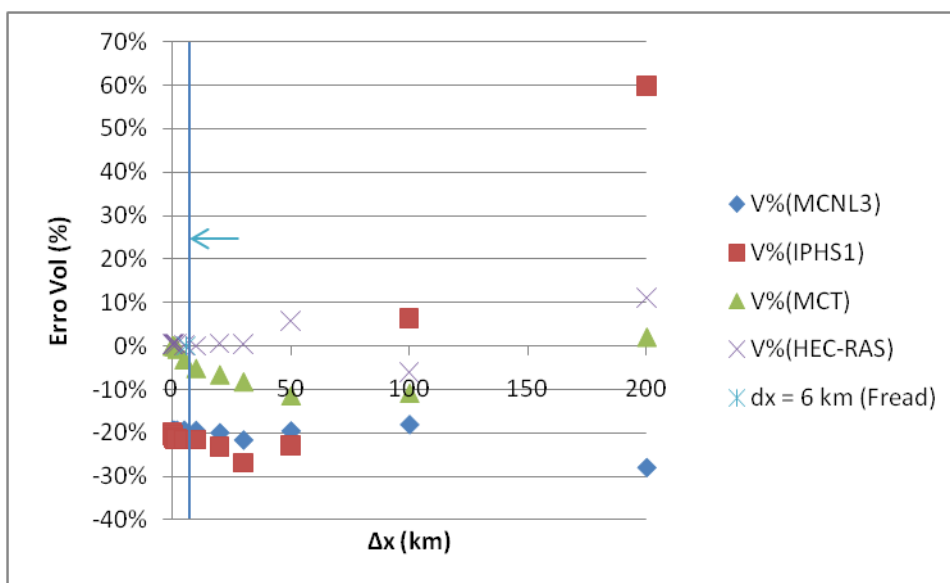


Figura 7.49 - Erro de volume para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 4).

A vazão máxima simulada diferiu consideravelmente entre os modelos, como pode ser visto na Figura 7.50. Note que até 50 km de discretização espacial as vazões que mais se aproximam das simuladas pelo HEC-RAS são as do MCT. Apesar disso percebe-se pela figura que há diferença entre os valores. As médias das vazões máximas para os modelos HEC-RAS, MCT, MCNL3 e IPHS1 são, respectivamente, 773,22, 664,68, 538,23, 611,43.

Com relação ao tempo de pico da onda de cheia (Figura 7.51) percebe-se que nenhum dos modelos conseguiu, graficamente, se aproximar dos valores simulados pelo HEC-RAS. Apesar disso, analisando as médias dos valores de tempo de pico, o modelo MCT (103 horas) se aproximou do HEC-RAS (102 horas). O MCNL3 e o IPHS1 tiveram uma média de 83 e 90 horas de tempo de pico respectivamente.

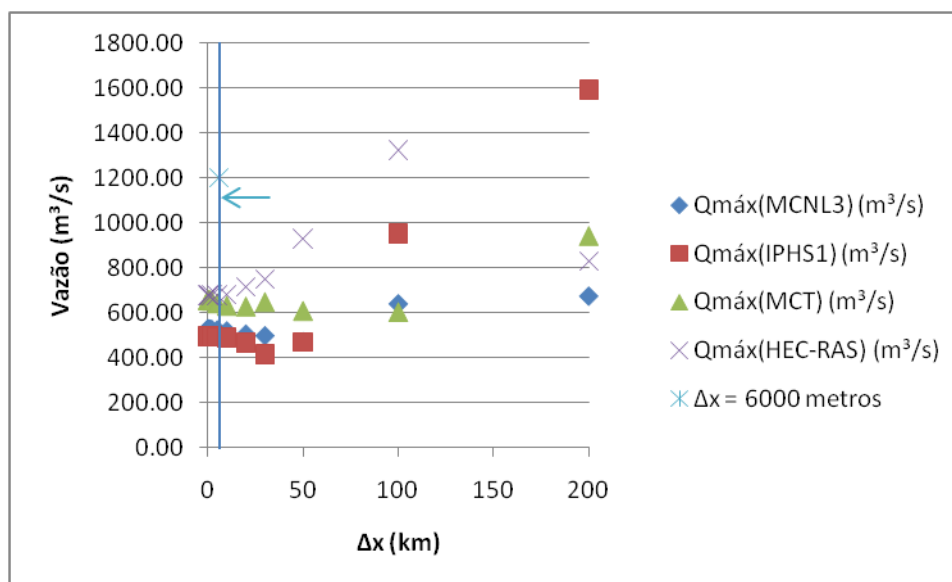


Figura 7.50 - Vazão máxima para diferentes Δx A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 4).

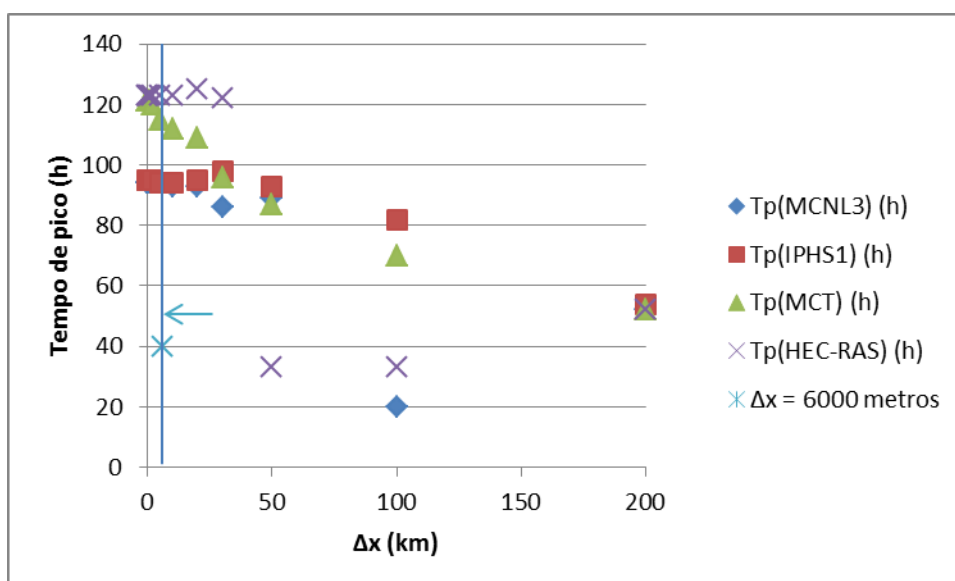


Figura 7.51 - Tempo de pico da onda de cheia para diferentes Δx . A linha roxa indica o limite do intervalo espacial ideal (Teste 4).

O MCT apresentou resultados muito diferentes do HEC-RAS, com relação aos critérios de performance (ou desempenho) erro de volume e vazão de pico, a partir de 50 km de discretização espacial. É importante destacar que o HEC-RAS começou a apresentar inconsistências no gráfico ou instabilidade a partir de um Δx de 30 km. O que pode ter contribuído para essas diferenças mais visíveis.

7.4.5. Variação da discretização temporal.

Como pode ser visto na Figura 7.52 o MCT apresentou baixos valores de erro de volume. A média desses valores foi de -0,5%. O MCNL3 e o IPHS1 apresentaram uma média desse critério de performance de -19% e -6% respectivamente.

Em alguns casos o HEC-RAS pode mudar automaticamente o intervalo temporal. Isso acontece quando o programa detecta alguns problemas, como vazões negativas. Devido a isso, não se tem um controle exato se foi mantido o mesmo intervalo temporal em toda a simulação. Optou-se então em não usar o HEC-RAS na análise do Δt .

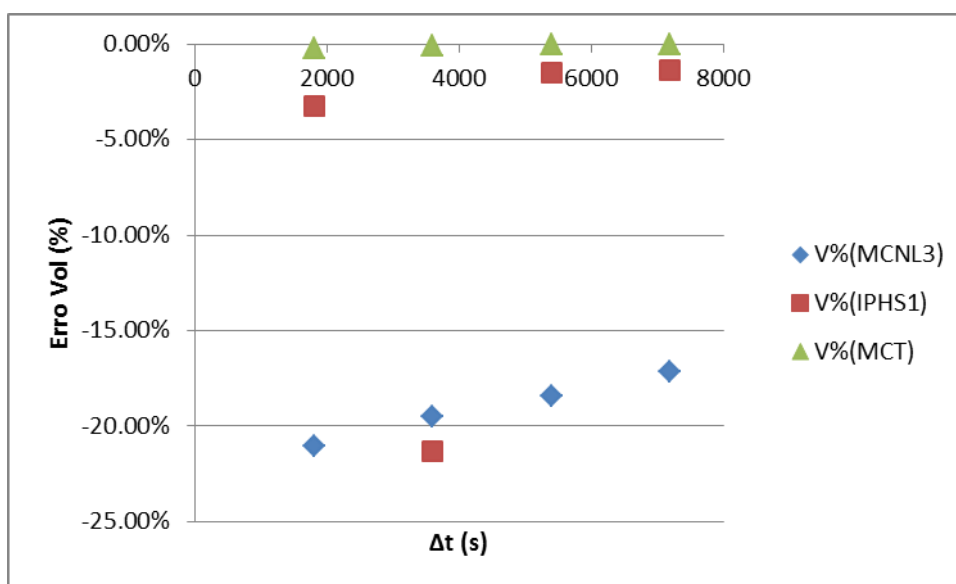


Figura 7.52 – Erro de volume para diferentes Δt (Teste 4).

Com relação à vazão máxima, o IPHS1 superestimou os resultados. A média das vazões máximas calculadas por esse modelo foi de $1409 \text{ m}^3/\text{s}$, diferente do MCT e MCNL3 que apresentaram médias de 681 e $543 \text{ m}^3/\text{s}$ respectivamente.

Com relação ao tempo de pico da onda de cheia, os valores calculados pelo IPHS1 foram subestimados. Ou seja, houve um atraso, com relação aos outros modelos no tempo onde ocorre a vazão máxima.

7.4.6. Critérios de aplicabilidade.

As últimas análises do Teste 4 foram com relação aos critérios de aplicabilidade e o Δx definido por Fread (1993) definidos no capítulo 6.2.

Assim como no Teste 3, com relação à definição de um Δx ideal, foram testados para cada valor de declividade e de comprimento do rio ou trecho (Tabela 7.8). Os campos em vermelho na tabela dizem respeito a comportamentos instáveis nos hidrogramas propagados ou valores de vazões negativas ou abaixo da condição inicial do teste. O número de 1 a 4 em módulo indica que nesse campo apareceram erros de conservação de volume entre 1% e 4% em módulo. O valor 4 em verde, indica que essa escolha de Δx e comprimento de rio, os erros de volume superaram 4% em módulo. Os valores em verde indicam o Δx calculado pela equação de Fread (1993).

Observando a tabela percebe-se que para as declividades de 1 cm/km e 2,5 cm/km o valor de Δx encontrado a partir da equação de Fread (1993) não foi ideal. Isso devido ao fato de que em 5000 metros (valor de Δx) já existia erros entre 1% e 4% em módulo e inconsistências no hidrograma propagado. Para as declividades de 7 cm/km e 1 m/km, o valor de Δx calculado pela equação de Fread foi menor do que o Δx onde começam os problemas de erro de volume, porém já existiam problemas de vazões negativas ou algum comportamento absurdo no hidrograma propagado. Deve-se destacar que para as declividades menores os problemas de conservação de volume apareceram em menores Δx , porém os problemas de vazão negativa na subida do hidrograma simulado surgiram para maiores Δx .

Tabela 7.8 - Comparação entre o Δx definido pela equação de Fread e um Δx qualquer. Os números nos quadros amarelos correspondem ao Δx ideal de Fread para cada declividade. Os valores variando de 50 a 200000 correspondem aos Δx testados. Os valores de 50000 a 200000 correspondem aos comprimentos de trechos testados. Os quadros verdes indicam que não houve problemas de instabilidade ou subida invertida nos hidrogramas. Os quadros vermelhos indica que houve algum desses problemas. Os números, em módulo, indicam os erros de conservação de volume.

0.0001	Δx (m)												6000
L	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000						1-4	>4	>4	>4	>4			
100000						1-4	>4	>4	>4	>4	>4		
200000						1-4	>4	>4	>4	>4	>4	>4	
0.00025	Δx (m)												7000
L	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000						1-4	1-4	1-4	>4	>4			
100000						1-4	1-4	>4	>4	>4	>4		
200000						1-4	1-4	>4	>4	>4	>4	>4	
0.0007	Δx (m)												9000
L	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000													
100000										1-4	>4		
200000							1-4	1-4	1-4	1-4	>4	>4	
0.001	Δx (m)												10000
L	50	100	500	1000	2000	5000	10000	20000	30000	50000	100000	200000	
50000										1-4			
100000										1-4	1-4		
200000									1-4	>4	>4	>4	

Os modelos simplificados utilizados no teste 4 são considerados como sendo de onda cinemática, porém, pelo critério de aplicabilidade não poderiam ser usados. A Figura 7.53 também mostra o limite de aplicabilidade para modelos do tipo onda cinemática. Observe que segundo esse critério, apenas a partir de 4 m/km poderia utilizar o modelo MCT, por exemplo, o que não é verdade se for observado os erros de volume, por exemplo, do modelo para declividades mais baixas.

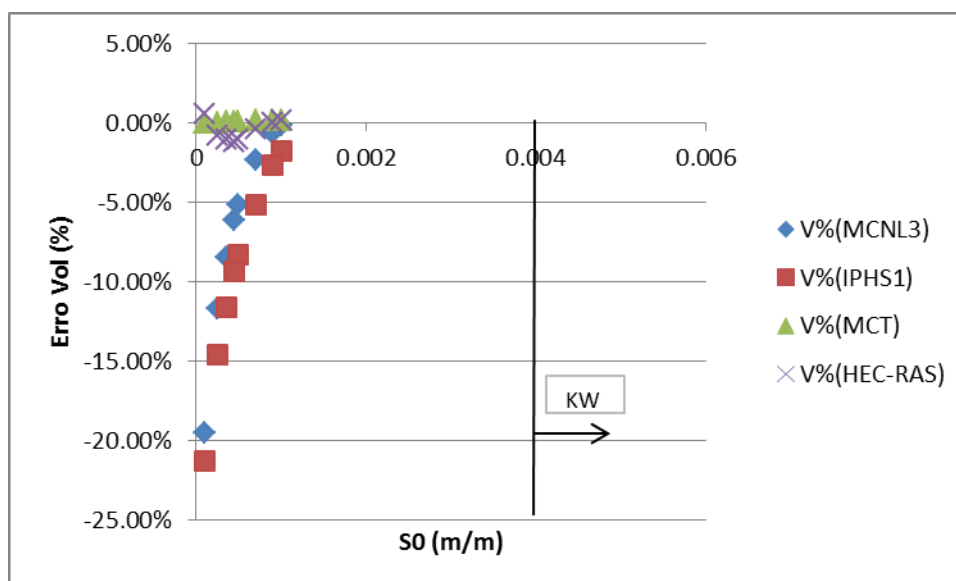


Figura 7.53 - Erros de volume dos modelos testados para diferentes declividades. A linha vertical mostra o limite de aplicabilidade de onda cinemática proposto por Ponce (1989). A seta indica que modelos do tipo onda cinemática (KW) deveriam ser utilizados quando a declividade do rio fosse maior do que 0,004 (nas condições do teste 4).

Esses critérios são calculados a partir de informações do hidrograma de entrada e das características do rio e seção. A grande combinação entre esses valores pode gerar bons resultados nas simulações e ruins no cálculo do critério de aplicabilidade.

Com relação aos critérios de aplicabilidade propostos por Ponce (1989), procedeu-se da seguinte forma. Foi calculado o coeficiente de Nash-Sutcliffe dos modelos MCT, MCNL3 e IPHS1 com relação ao HEC-RAS.

Além disso, também foram calculados os critérios de onda cinemática e difusão (Tabela 7.9). Pode-se perceber que apesar de um alto coeficiente de Nash-Sutcliffe, os valores obtidos pelos critérios de aplicabilidade ficaram fora do limite estabelecido por Ponce (1989) (Equações 5.61 e 5.62).

Tabela 7.9 - Comparação dos critérios de aplicabilidade e coeficiente de NS.

Estatísticas	
NS (MCT/HEC-RAS)	98,81
NS (IPHS1/HEC-RAS)	68,33
NS (MCNL3/HEC-RAS)	71,78
Crítérios de aplicabilidade - Ponce	
Onda cinemática	2,02
Difusão	15,62

Os critérios de aplicabilidade proposto por Ponce (1989) continuam não sendo obedecidos, mostrando que os modelos não deveriam ser aplicados nas condições de hidrograma de entrada ou seção transversal do Teste 4. Apesar disso, os resultados obtidos pelo coeficiente de NS pra o modelo MCT foi alto e os resultados das simulações desse modelo se aproximaram dos resultados simulados pelo HEC-RAS.

7.4.7. Avaliação dos resultados do teste 4

Os resultados do teste 4 mostram novamente a semelhança dos hidrogramas gerados pelos modelos HEC-RAS e MCT na maioria das simulações.

O modelo MCT apresenta certa sensibilidade aos valores de Δx adotados na discretização espacial. Valores muito altos de Δx podem originar erros de vazão de pico e tempo de ocorrência do pico, além de problemas nos hidrogramas calculados, como a "subida invertida" ou instabilidade. Os mesmos problemas podem ser identificados no modelo HEC-RAS quando adotado Δx altos.

A adoção do valor ideal de Δx indicado pela equação proposta por Fread (1993) não garante que alguns destes problemas não vão ocorrer. Os resultados do teste 4, assim como nos teste 2 e 3, parecem indicar que o ΔX ideal deve ser menor do que o valor indicado pela equação de Fread (1993). Não parece haver problemas em adotar valores de Δx relativamente pequenos, embora o tempo de processamento possa ser um pouco maior. Tomando por base os resultados do teste 2, teste 3 e do teste 4, poderia se propor a utilização de um Δx ideal até três vezes menor do que o Δx ideal sugerido pela equação de Fread (1993).

Apesar dos modelos não lineares acompanharem melhor a variação da vazão pelo fato de permitir várias combinações dos parâmetros ao longo da simulação, os

valores de vazão máxima e tempo de ocorrência dessa vazão foram bem diferentes entre o IPHS1 e HEC-RAS. Entretanto o modelo MCT conseguiu se aproximar do HEC-RAS no que diz respeito a esses valores. O IPHS1 apresentou vazões geralmente menores do que os outros dois modelos. O modelo MCNL3 também não obteve resultados semelhantes ao MCT e HEC-RAS. Esse modelo, apesar de apresentar resultados melhores do que o IPHS1, não conservou o volume dos hidrogramas, não representou bem os picos de vazão e finalmente, na maioria das simulações, os tempos de ocorrência da vazão de pico foram atrasados em comparação aos valores apresentados pelo MCT e HEC-RAS.

Assim como nos testes anteriores, o teste 4 revela que o modelo MCT é a versão do modelo Muskingum-Cunge não linear que melhor representa a propagação de vazão em rios, inclusive com planície de inundação, comparado ao HEC-RAS.

8. CONCLUSÃO

A aplicação de modelos hidrodinâmicos unidimensionais completos é, atualmente, relativamente simples. Entretanto, muitos modelos hidrológicos do tipo chuva-vazão ainda utilizam métodos de propagação de vazão simplificados. Isto ocorre em função das vantagens em termos de tempo de processamento, e em função da menor necessidade de dados de entrada.

Nos últimos anos foram propostos novos métodos de propagação de vazão simplificados, e foram identificados problemas em alguns dos métodos mais utilizados. No presente trabalho foram testados diversos modelos simplificados de propagação de vazão, em canais idealizados e utilizando hidrogramas sintéticos, com o objetivo de avaliar suas vantagens e desvantagens. Um dos modelos simplificados propostos recentemente, denominado o modelo Muskingum-Cunge Todini, foi modificado e estendido, de forma a contemplar casos de rios ou canais com planície de inundação adjacente.

Os modelos simplificados foram os modelos de Onda Cinemática (OC), Muskingum-Cunge linear (MCL), Muskingum-Cunge não linear (MCNL3 e MCNL4), IPHS1 e o Muskingum-Cunge não linear modificado, proposto por Todini (2007) para conservação de volume. Os resultados dos modelos simplificados foram comparados aos resultados de um modelo hidrodinâmico completo. O modelo hidrodinâmico completo utilizado foi o HEC-RAS.

Foram realizados quatro testes ou quatro conjuntos de simulações para testar esses modelos entre si.

8.1. Teste 1

No primeiro teste (Teste 1) foram comparados apenas os modelos simplificados. Nesse teste não foi considerada a planície de inundação. O desempenho dos modelos foi medido através da conservação de volume. Foi percebido que os modelos MCL, OC e MCT conservam em quase 100% o volume dos hidrogramas propagados. Apesar disso, percebeu-se também que o modelo de onda cinemática apresentou hidrogramas com um formato diferente dos hidrogramas calculados

utilizando o MCL e MCT. O MCL, apesar da conservação de volume, também apresentou hidrogramas com um formato diferente dos hidrogramas calculados pelos modelos não lineares. Isso se deve ao fato do modelo ser linear, ou seja, fixa os parâmetros no início das simulações. Como resultado não consegue representar a vazão de pico e o tempo de pico tão bem quanto modelos não lineares.

Os outros dois modelos utilizados no Teste 1 foram o MCNL3 e MCNL4. Ambos os modelos não conservaram o volume, apesar dos hidrogramas terem um formato mais parecido com os hidrogramas do MCT.

Ainda no Teste 1, a variação da declividade gerou mais problemas com relação a conservação de volume dos modelos MCNL3 e MCNL4. Na declividade mais baixa (0,0001 m/m) os hidrogramas dos modelos foram bem diferentes. O modelo de onda cinemática não foi amortecido tanto quanto os outros, o MCL superestimou a vazão de pico e teve a subida e descida do hidrograma mais adiantada que os outros. Os modelos MCNL3 e MCNL4 subestimaram a vazão, quando comparados com o MCT.

Com relação aos outros parâmetros, foi percebido um pior desempenho dos modelos MCNL3 e MCNL4, pela não conservação de volume, e pelo modelo OC, que apesar de conservar volume, apresentou alguns hidrogramas bem diferentes dos demais.

8.2. Testes 2 e 3

No segundo teste (Teste 2) e no terceiro (Teste 3) foram utilizados os modelos IPHS1 (pela sua importância histórica), o modelo HEC-RAS e o modelo simplificado que obteve a melhor performance dentre os simplificados – resultado já esperado – que foi o MCT. Nesses testes foi considerada uma planície de inundação.

As diferenças entre esses testes é que no Teste 2 foi feita uma análise com relação aos critérios de aplicabilidade e diferentes hidrogramas de saída e características da seção transversal.

Nesses testes, os dois modelos simplificados foram comparados com o modelo hidrodinâmico completo. Esse foi considerado como sendo o resultado observado. Tanto o MCT quanto o HEC-RAS conservaram o volume quase que completamente em praticamente todas as simulações. Os hidrogramas de ambos os modelos também

foram bem parecidos. Os resultados gerados pelo modelo IPHS1 foram os que mais fugiram da ordem de grandeza e formato (dos hidrogramas) dos outros dois modelos utilizados.

A variação dos parâmetros causou grandes erros de volume nos hidrogramas calculados pelo modelo IPHS1 e quase nenhum erro nos modelos HEC-RAS e MCT. Apesar disso, todos os modelos sofreram com instabilidade quando o Δx foi maior do que 10 km aproximadamente.

É importante citar que em todas as simulações, exceto uma, quando o n de Manning do rio foi considerado igual a 0,01, a vazão ultrapassou o limite da calha principal do rio, chegando a planície. Isso pode ser visto nos hidrogramas resultantes em anexo.

Com relação a esses testes pode-se concluir que o modelo MCT conseguiu representar muito bem a propagação de uma onda de cheia quando comparado com um modelo hidrodinâmico completo. Os problemas de instabilidade ou subida invertida dos hidrogramas foram identificados tanto nos modelos simplificados, mas também no modelo hidrodinâmico completo.

8.3. Teste 4

No Teste 4, além dos modelos utilizados no Teste 2 e 3, também foi implementado o mesmo algoritmo de propagação de vazão do IPHS1 separadamente para poder considerar a inclinação da planície. O algoritmo de propagação implementado no IPHS1 é o MCNL3. A diferença desse modelo para o utilizado no Teste 1, é que houve uma modificação no mesmo para a representação da planície de inundação.

Pode-se perceber que apesar de valores de erro de volume, vazão de pico, tempo de pico e hidrogramas resultantes diferentes, o MCNL3 e o IPHS1 apresentaram resultados piores que o MCT e o HEC-RAS.

Quando se variou a declividade, os modelos MCT e HEC-RAS conservaram o volume. Os erros de volume foram muito pequenos, inferiores a 1,2%. O MCNL3 e IPHS1 geraram erros de volume na ordem de -20% para declividades mais baixas. É importante citar e concluir que os erros de volume são maiores nas declividades mais

baixas, porém é nos rios mais íngremes que acontecem os problemas de instabilidade. Isso pode ser visto facilmente nos hidrogramas resultantes do Teste 4.

A variação da rugosidade não influenciou muito nos critérios de desempenho com relação aos modelos MCT e HEC-RAS, tão pouco nos hidrogramas gerados pelos mesmos.

Os maiores problemas foram observados na variação da discretização espacial. A partir de 5000 metros o MCT já apresentava alguns erros de volume. O HEC-RAS só apresentou erros de volume a partir de 50 km de intervalo espacial. Em contrapartida, a instabilidade no hidrograma foi percebida em um Δx de 20 km.

Com relação ao intervalo temporal utilizado, o MCT não apresentou erros de volume significativos com a variação desse parâmetro.

Pode-se concluir desse teste que o MCT pode ser utilizado para substituir um modelo hidrodinâmico completo em muitas aplicações, desde que não existam efeitos de jusante, os quais o modelo MCT não pode representar.

8.4. Intervalo espacial ideal

Em todos os testes foram calculados os valores de Δx ideal. Pode-se perceber que em alguns testes os erros de volume, por exemplo, aparecem até antes do Δx ideal. Analisando os resultados pode-se concluir que o Δx proposto por Fread (1993) não deve ser considerado como ideal. É preferível o uso de discretizações espaciais sempre menores que o valor proposto por esse autor.

É possível também estabelecer um novo valor ideal com base na mesma formulação. Com base nos resultados, este trabalho sugere que seja utilizado um valor para intervalo ou discretização espacial de:

$$\Delta x' = \frac{\Delta x \text{ ideal}}{3}$$

Onde:

$$\Delta x \cong 0,5 \cdot c_0 \cdot \Delta t \left[1 + \left(1 + 1,5 \cdot \frac{Q_0}{B \cdot \Delta t \cdot S_0 \cdot c_0^2} \right)^2 \right]$$

Esse novo valor irá diminuir a ocorrência de erros de volume, subida invertida e instabilidade nos hidrogramas.

Deve-se frisar que esse valor é uma sugestão e não está validado, precisando assim de vários outros testes variando hidrogramas de entrada, seções transversais e parâmetros para que seja validado.

8.5. Critérios de aplicabilidade

Os resultados sugerem que os modelos simplificados podem ser utilizados fora dos limites de aplicabilidade sugeridos por Ponce (1989), para aplicação da modelo Onda Cinemática. Como pode ser visto nos Testes 2 e 4, os modelos testados não deveriam ser aplicados nas condições de hidrograma de entrada ou seção transversal. Apesar disso o MCT apresentou resultados tão parecidos quanto os resultados obtidos pelo HEC-RAS. E mesmo os outros modelos simplificados testados (MCNL3 e IPHS1), apesar de apresentarem resultados piores, poderiam ser utilizados sem maiores problemas em alguns casos.

8.6. Considerações sobre o equacionamento e acoplamento da planície de inundação nos modelos simplificados

Com relação ao equacionamento da planície de inundação e o seu acoplamento nos modelos simplificados, pode-se concluir que:

O equacionamento da planície é simplificado, mas representa bem a propagação de vazão na planície. Essa afirmação pode ser considerada devido a semelhança dos resultados dos modelos MCT e HEC-RAS com planície de inundação.

A implementação do equacionamento de planície de inundação nos modelos simplificados, é de grande importância devido a quantidade de rios que apresentam essa característica e de modelos hidrológicos que utilizam métodos simplificados para propagação da vazão no rio.

Nos testes realizados, o modelo MCT com planície de inundação teve os resultados tão bons quanto o modelo hidrodinâmico completo HEC-RAS.

8.7. A questão da inclinação da planície

Os resultados do IPHS1 não foram tão bons quanto os outros. Mas nos Testes 2, 3 e 4 o modelo IPHS1 teve uma desvantagem por não considerar inclinação da planície.

Apesar dessa consideração, os resultados do IPHS1 não devem ter uma relação com a baixa inclinação considerada nos outros modelos (0,1 graus). Observando os resultados pode-se perceber que apesar dessa diferença na seção transversal, os testes não são inviabilizados por isso.

É um fato intuitivo que uma seção reduzida poderia diminuir o escoamento ao longo do rio e devido a isso contribuir para a perda de volume. O IPHS1 permaneceu com uma seção maior que os outros modelos e mesmo assim os erros de volume foram altos. Apesar das diferenças entre os hidrogramas resultantes do IPHS1 e MCNL3 com planície de inundação, os resultados não foram melhores considerando a inclinação de 0,1 graus no MCNL3.

9. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Uma recomendação para trabalhos futuros e que já está em desenvolvimento é a implementação do MCT com planície de inundação no módulo de rede ou propagação de vazão do MGB-IPH.

Com essa nova metodologia implementada poderão ser feitos testes como:

- Amplificar o campo de variação dos parâmetros da seção transversal e hidrograma de entrada.
- Comparação dos resultados obtidos pelos modelos MCT e MCL (modelo de propagação padrão do MGB-IPH).
- Comparação dos resultados obtidos pelos modelos MCT e Hidrodinâmico completo (IPH IV), ambos considerando a planície de inundação.

Sugere-se também que o método não linear de propagação de vazão implementado no IPHS1 seja modificado pelo método ou modelo MCT. Essa modificação deverá melhorar os resultados obtidos pelo IPHS1.

10. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbot, M.B.; Bathurst, J.C.; Cunge, J.A.; O'Connel, P.E.; Rasmussen, J. (1986). An introduction to the European Hydrological System -- Systeme Hydrologique Europeen, "SHE", 1: History and philosophy of a physically-based, distributed modelling system. *Journal of Hydrology*, 87, 45-59 pp.
- Abbot, M.B.; Bathurst, J.C.; Cunge, J.A.; O'Connel, P.E.; Rasmussen, J. (1986). An introduction to the European Hydrological System -- Systeme Hydrologique Europeen, "SHE", 2: Structure of a physically based, distributed modeling system. *Journal of Hydrology*, 87, 61-77 pp.
- Beven, K. (1997). TOPMODEL: A Critique. *Hydrological Processes*, 11, 1069 – 1085.
- Beven, K.; Peters, N.E.; Freer, J. (2003). Modelling hydrologic responses in a small forested catchment (Panola Mountain, Georgia, USA): a comparison of the original and a new dynamic TOPMODEL. *Hydrological Processes*, 17, 345 – 362.
- Cappelaere, B. (1997). Accurate Diffusive Wave Routing, *J. Hydraulic Eng., ASCE*, 123(3), 174-181.
- Chanson, H. (2004). *Environmental Hydraulics of Open Channel Flows*. Ed.: Elsevier. Oxford.
- Chow, V.T.; Maidment, D.R.; Mays, L.W. *Hidrología Aplicada*. (1994). McGraw-Hill Interamericana, S.A.
- Ciarapica, L.; Todini, E. (2002). TOPKAPI: a model for the representation of the rainfall-runoff process at different scales. *Hydrological Processes*, 16, 207 – 229.
- Collischonn, W. (2001). *Simulação Hidrológica de Grandes Bacias*. Tese de doutorado, IPH-UFRGS.
- Cunge, J.A.; Holly, F.M.; Verney, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. London: Pitman Advanced. XVI, 420p.
- De Roo, A.P.J.; Wesseling, C.G.; Deursen, W.P.A. (2000). Physically based river basin modeling within a GIS: the LISFLOOD model. *Hydrological Processes*, 14. 1981-1992.
- DHI. 2007. *MIKE 11 – A Modelling System for Rivers and Channels*. Reference Manual. DHI Software.

- Failache, N. G.; Allasia, D.; Collischonn, W. (2004). Avaliação do Método de Muskingum Cunge não linear com conservação de volume para propagação de cheias em rios. *ReRH*, Vol 1, 63 - 68.
- Fan, P.; Li, J.C. (2006). Diffusive wave solutions for open channel flows with uniform and concentrated lateral inflow. *Advances in Water Resources*, 29. 1000 – 1019.
- Fread, D. L. (1993). Flow Routing em: Maidment, D. R. *Handbook of Hydrology* McGraw-Hill Nova York.
- Horritt, M.S.; Bates, P.D. (2002). Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of Hydrology*, 268. 87 – 99.
- Koussis, A.D. (2009). Assessment and review of the hydraulics of storage flood routing 70 years after the presentation of the Muskingum method. *Journal Hydrological Sciences*, 54, 43 – 61.
- Krysanova, V.; Wechsung, F. (2000). *SWIM – Soil and Water Integrated Model. User Manual*. Potsdam Institute for Climate Impact Research – PIK.
- Liang, X.; Wood, E.; Lettenmaier, D. P. (1995). Surface soil moisture parameterization of the VIC-2L model: Evaluation and modification. *Elsevier Science – Global and Planetary Change*, 13. 195 - 206.
- Liu, Z.; Martina, M. L. V.; Todini, E. (2005). Flood forecasting using a fully distributed model: application of the TOPKAPI model to the Upper Xixian Catchment. *Hydrology and Earth System Sciences*, 9. 347 – 364.
- Liu, Z.; Todini, E.; (2005). Assessing the TOPKAPI non-linear reservoir cascade approximation by means of a characteristic lines solution. *Hydrological Processes*, 19. 1983 – 2006.
- Miller, W. A.; Cunge, J. A. Em: Mahmood, K.; Yevjevich, V. (eds). (1975). Unsteady flow in open channels. Fort. Collins: Water Resources Publications. v.1, capítulo 5.
- Natural Environment Research Council. (1975). "Flood studies report." *Flood Routing Studies*, Vol.3, NERC, LONDON.
- Paiva, R. C. D. de. (2009). *Modelagem Hidrológica e Hidrodinâmica de Grandes Bacias. Estudo de caso: Bacia do rio Solimões*. Dissertação de Mestrado, UFRGS, IPH.

- Paz, A. R. ; Collischonn, W.; Tucci, C.E.M. (2006). Simulação hidrodinâmica integrada rio-planície em ambiente SIG: aplicação ao Rio Aquidauana. I° Simpósio de Geotecnologias no Pantanal – GEOPANTANAL. Campo Grande – MS.
- Paz, A. R. (2010). Simulação Hidrológica de Rios com Grandes Planícies de Inundação. Tese de Doutorado, UFRGS, IPH.
- Perumal, M. (1992). The cause of negative initial outflow with the Muskingum method / Cause d'un débit de sortie négatif obtenu par la méthode de Muskingum', Hydrological Sciences Journal, 37(4), 391 – 401.
- Perumal, M. (1994). Hydrodynamic derivation of a variable parameter Muskingum method: 1. Theory and solution procedure. Hydrological Sciences, 39, 431 – 442.
- Perumal, M. (1994). Hydrodynamic derivation of a variable parameter Muskingum method: 2. Verification. Hydrological Sciences, 39, 443 – 458.
- Perumal, M.; Ranga Raju, K. G. (1998). Variable-Parameter Stage-Hydrograph Routing Method. I: Theory. Journal of Hydrologic Engineering, 3(2), 109 – 114.
- Perumal, M.; Ranga Raju, K. G. (1998). Variable-Parameter Stage-Hydrograph Routing Method. II: Evaluation. Journal of Hydrologic Engineering, 3(2), 115 – 121.
- Perumal, M.; O'Connell, P.E.O.; Ranga Raju, K. G. (2001). Field applications of a variable-parameter Muskingum Method. Journal of Hydrologic Engineering, 6(3), 196 – 206.
- Perumal, M.; Sahoo, B. (2008). Volume conservation controversy of the variable parameter Muskingum-Cunge Method. Journal of Hydraulic Engineering, 134(4), 475 – 485.
- Ponce, V. M. (1989). Engineering Hydrology, Principles and practices. Prentice Hall. ISBN 0-13-277831-9, 640pp.
- Ponce, V.M.; Lohani, A.K.; Scheyhing, C. (1996). Analytical verification of Muskingum-Cunge routing. Journal of Hydrology, 174. 235 – 241.
- Price, R. K. (2009). Volume-Conservative Nonlinear Flood Routing. J. Hydraulic Eng. 135(10), 838 – 845.
- Silva, R. C. V. da.; Mascarenhas, F. C. B.; miguez, M. G. (2003). Hidráulica Fluvial. Rio de Janeiro: COPPE/ UFRJ.

- Sivapalan, M.; Viney, N.R.; Zammit, C. (2002). LASCAM: Large Scale Catchment Model. In Singh, V.P.; Frevert, D.K. (2002). *Mathematical Modeling of Watershed Hydrology*. Water Resources Publication, LLC. 579-648 pp.
- Szél, S.; Gáspár, C. (2000). On the negative weighting factors in the Muskingum-Cunge scheme. *Journal of Hydraulic Research*. Vol. 38(4), 299 – 306.
- Tang, X. e Samuels, P. G. (1999). Variable Parameter Muskingum-Cunge Method for flood routing in a compound channel, *J. Hydraulic Res.*, 37. 591-614.
- Thompson, J.R.; Sorenson, H.R.; Gavin, H.; Refsgaard, A. (2004). Application of the coupled MIKE SHE/MIKE SHE 11 modeling system to a lowland wet grassland in southeast England. *Journal of Hydrology*, 293, 151 – 179.
- Todini, E. (1996). The ARNO rainfall-runoff model. *Journal of Hydrology*, 175. 339 – 382.
- Todini, E. (2007). A mass conservative and water storage consistent variable parameter Muskingum-Cunge approach. *Hydrology and Earth System Sciences* 4, 1549-1592 (Discussion).
- Tucci, C. E. M. (1978). *Hydraulic and Water Quality Model for a River Network*. PhD dissertation, Colorado State University, Fort Collins, USA.
- Tucci, C. E. M.; Zamanillo, E. (1987). Simulação do escoamento por Muskingum-Cunge com parâmetros variáveis. VII Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, Salvador.
- Tucci, C. E. M. (2005). *Modelos Hidrológicos/Carlos E.M. Tucci; colaboração da Associação Brasileira de Recursos Hídricos/ABRH. – 2.ed. – Porto Alegre: Editora da UFRGS.*
- USACE. (1998). HEC-1 Flood Hydrograph Package. User's Manual. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center.
- USACE. (2008). HEC-RAS River Analysis System. Release Notes. US Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center. Version 4.0.0. 2008.
- Wong, T.H.F.; Laurenson, M. (1983). Wave Speed – Discharge Relations in Natural Channels. *Water Resources Research*, 19(3), 701 – 706.
- Zhang, Z.; Wang, S.; Sun, G.; McNulty, S. G.; Zhang, H.; Li, J.; Zhang, M.; Klaghofer, E.; Strauss, P. (2008). Evaluation of the MIKE SHE MODEL for application in the loess

Plateau, China. Journal of the American Water Resources Association, 44(5), 1108
– 1120.

11. ANEXOS

11.1. Anexo 1: Resultados detalhados do Teste 2.

IPHS1 - Seção Composta						MCT - Seção composta (Código Fortran)						HEC-RAS - Seção composta					
S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.001	9635.36	189	1620217	1595203	-1.54%	0.001	9986.95	147	1620217	1620302	0.01%	0.001	9972.86	148	1620217	1621193	0.06%
0.0009	9704.55	198	1620217	1581155	-2.41%	0.0009	9979.68	152	1620217	1620343	0.01%	0.0009	9967.75	149	1620217	1621161	0.06%
0.0007	9828.46	209	1620217	1556596	-3.93%	0.0007	9951.65	161	1620217	1620470	0.02%	0.0007	9926.18	162	1620217	1621258	0.06%
0.0005	9725.65	214	1620217	1532133	-5.44%	0.0005	9869.09	176	1620217	1620721	0.03%	0.0005	9836.09	176	1620217	1621081	0.05%
0.00045	9676.4	217	1620217	1525083	-5.87%	0.00045	9825.89	181	1620217	1620817	0.04%	0.00045	9789.65	180	1620217	1621001	0.05%
0.00035	9514.9	223	1620217	1508612	-6.89%	0.00035	9680.53	193	1620217	1621078	0.05%	0.00035	9645.15	192	1620217	1621319	0.07%
0.00025	9162.51	235	1620217	1485622	-8.31%	0.00025	9341.99	210	1620217	1621419	0.07%	0.00025	9328.42	208	1620217	1621627	0.09%
0.0001	7218.22	282	1620217	1401146	-13.52%	0.0001	7337.01	259	1620217	1622195	0.12%	0.0001	7686.84	253	1620217	1622428	0.14%
Manning-calha	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Manning	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Manning-calha	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.01	9995.53	128	1620217	1620023	-0.01%	0.01	9994.6	128	1620217	1620216	0.00%	0.01	9994.06	128	1620217	1621012	0.05%
0.02	8946.1	208	1620217	1531028	-5.50%	0.02	9878.81	159	1620217	1620447	0.01%	0.02	9847.95	158	1620217	1621194	0.06%
0.035	9725.65	214	1620217	1532133	-5.44%	0.035	9341.99	210	1620217	1621419	0.07%	0.035	9328.42	208	1620217	1621627	0.09%
0.045	9111.38	238	1620217	1503653	-7.19%	0.045	9057.49	230	1620217	1621503	0.08%	0.045	9066.65	228	1620217	1621883	0.10%
0.06	9061.21	238	1620217	1537677	-5.09%	0.06	8775.28	249	1620217	1621109	0.06%	0.06	8807.97	246	1620217	1621992	0.11%
0.07	9036.52	238	1620217	1559251	-3.76%	0.07	8651.37	257	1620217	1620746	0.03%	0.07	8690.82	254	1620217	1622461	0.14%
0.08	9013.78	237	1620217	1578722	-2.56%	0.08	8557.35	263	1620217	1620419	0.01%	0.08	8602.47	260	1620217	1622535	0.14%
0.09	8991.2	236	1620217	1596040	-1.49%	0.09	8483.98	268	1620217	1620188	0.00%	0.09	8530.40	265	1620217	1623093	0.18%
0.1	8968.11	235	1620217	1611302	-0.55%	0.1	8425.08	272	1620217	1620030	-0.01%	0.1	8480.34	268	1620217	1623612	0.21%
Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
50	9160.18	236	1620217	1489363	-8.08%	50	9329.86	210	1620217	1620298	0.00%	50	9328.36	208	1620217	1621529	0.08%
100	9160.06	235	1620217	1489149	-8.09%	100	9330.47	210	1620217	1620368	0.01%	100	9328.34	208	1620217	1621640	0.09%
500	9161.27	236	1620217	1487601	-8.19%	500	9335.58	210	1620217	1620825	0.04%	500	9328.34	208	1620217	1621662	0.09%
1000	9162.51	235	1620217	1485622	-8.31%	1000	9341.99	210	1620217	1621419	0.07%	1000	9328.42	208	1620217	1621627	0.09%
2000	9164.51	235	1620217	1482574	-8.50%	2000	9354.91	210	1620217	1622621	0.15%	2000	9328.62	208	1620217	1621410	0.07%
5000	9168.52	235	1620217	1479065	-8.71%	5000	9360.68	210	1620217	1623644	0.21%	5000	9328.94	208	1620217	1621299	0.07%
10000	9168.60	235	1620217	1487302	-8.20%	10000	9311.83	209	1620217	1620913	0.04%	10000	50750.27	476	1620217	1543311	-4.75%
20000	9152.47	234	1620217	1513421	-6.59%	20000	9268.63	209	1620217	1618062	-0.13%	20000	9900.43	126	1620217	1646461	1.62%
30000	10092.68	275	1620217	1530727	-5.52%	30000	9274.90	199	1620217	1614287	-0.37%	30000	9359.47	207	1620217	1614557	-0.35%
50000	10495.08	268	1620217	1538503	-5.04%	50000	9095.42	205	1620217	1602526	-1.09%	50000	9396.92	205	1620217	1619822	-0.02%
100000	10112.43	250	1620217	1533321	-5.36%	100000	8810.48	197	1620217	1577034	-2.67%	100000	9532.12	197	1620217	1626491	0.39%
200000	9097.25	209	1620217	1497970	-7.55%	200000	8325.64	183	1620217	1521731	-6.08%	200000	9563.92	182	1620217	1629512	0.57%
Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
1800	6304.48	330	1620217	1245421	-23.13%	1800	8321.87	284	1620217	1623932	0.23%	1800					
3600	9162.51	235	1620217	1485622	-8.31%	3600	9341.99	210	1620217	1621419	0.07%	3600	9328.42	208	1620217	1621627	0.09%
5400	9646.45	191	1620217	1554638	-4.05%	5400	9666.07	181	1620217	1620707	0.03%	5400					
7200	9811.42	173	1620217	1582086	-2.35%	7200	9803.89	165	1620217	1620473	0.02%	7200					

11.2. Anexo 2: Resultados detalhados do Teste 3.

IPHS1 - Seção Composta						MCT - Seção composta (Código Fortran)						HEC-RAS - Seção composta					
S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.001	992.02	57	76929.3	77013.94	0.11%	0.001	989.52	59	76929.3	77129.85	0.26%	0.001	984.42	59	76929.3	76985.01	0.07%
0.0009	990.48	58	76929.3	77009.17	0.10%	0.0009	987.84	59	76929.3	77139.6	0.27%	0.0009	982.19	60	76929.3	77003.18	0.10%
0.0007	984.66	60	76929.3	76970.19	0.05%	0.0007	980.45	61	76929.3	77168.48	0.31%	0.0007	974.45	61	76929.3	77021.17	0.12%
0.0005	969.89	63	76929.3	76810.67	-0.15%	0.0005	963.54	65	76929.3	77202.3	0.35%	0.0005	955.79	65	76929.3	76988.44	0.08%
0.00045	963.04	65	76929.3	76719.8	-0.27%	0.00045	955.39	66	76929.3	77214.94	0.37%	0.00045	946.58	67	76929.3	76960.13	0.04%
0.00035	938.23	68	76929.3	76452.54	-0.62%	0.00035	927.26	70	76929.3	77221.57	0.38%	0.00035	916.64	70	76929.3	76972.62	0.06%
0.00025	880.08	74	76929.3	75974.35	-1.24%	0.00025	866.38	76	76929.3	77212.96	0.37%	0.00025	858.29	76	76929.3	76998.06	0.09%
0.0001	583.78	96	76929.3	72906.88	-5.23%	0.0001	603.89	97	76929.3	77146.32	0.28%	0.0001	631.79	92	76929.3	76954.37	0.03%
Manning-calha	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Manning	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Manning-calha	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.01	962.21	54	76929.3	76658.44	-0.35%	0.01	953.41	55	76929.3	77006.5	0.10%	0.01	948.29	56	76929.3	77050.83	0.16%
0.02	858.14	67	76929.3	75727.37	-1.56%	0.02	842.44	69	76929.3	77065.04	0.18%	0.02	845.76	68	76929.3	76988.57	0.08%
0.035	686.16	85	76929.3	74427.24	-3.25%	0.035	682.91	86	76929.3	77126.41	0.26%	0.035	703.68	83	76929.30	76951.36	0.03%
0.045	583.78	96	76929.3	72906.88	-5.23%	0.045	603.89	97	76929.3	77146.32	0.28%	0.045	631.79	92	76929.3	76954.37	0.03%
0.06	454.6	114	76929.3	69431.55	-9.75%	0.06	516.54	112	76929.3	77175.02	0.32%	0.06	554	105	76929.3	76991.92	0.08%
0.07	400.45	126	76929.3	67908.43	-11.73%	0.07	472.2	122	76929.3	77191.4	0.34%	0.07	513	115	76929.30	77038.92	0.14%
0.08	363.2	137	76929.3	67066	-12.82%	0.08	435.61	132	76929.3	77196.99	0.35%	0.08	476.7	126	76929.3	77025.82	0.13%
0.09	337.4	148	76929.3	66821.91	-13.14%	0.09	405.03	143	76929.3	77191.71	0.34%	0.09	443.78	138	76929.3	76994.14	0.08%
0.1	319.58	159	76929.3	67086.97	-12.79%	0.1	379.36	154	76929.3	77157.55	0.30%	0.1	414.14	152	76929.3	76965.99	0.05%
Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
50	581.50	97	76929.3	72597.44	-5.63%	50	604.00	97	76929.3	76939.65	0.01%	50	631.91	92	76929.3	76955.99	0.03%
100	581.50	97	76929.3	72988.72	-5.12%	100	603.79	97	76929.3	76937.48	0.01%	100	631.91	92	76929.3	76954.55	0.03%
500	581.68	97	76929.3	72773.37	-5.40%	500	602.00	97	76929.3	76881.99	-0.06%	500	631.90	92	76929.3	76955.13	0.03%
1000	581.91	97	76929.3	72722.23	-5.47%	1000	602.43	97	76929.3	76954.77	0.03%	1000	631.90	92	76929.3	76955.17	0.03%
2000	582.38	97	76929.3	72747.68	-5.44%	2000	603.72	97	76929.3	77028.55	0.13%	2000	631.88	92	76929.3	76955.15	0.03%
5000	583.78	96	76929.3	72906.88	-5.23%	5000	603.89	97	76929.3	77146.32	0.28%	5000	631.79	92	76929.3	76954.37	0.03%
10000	586.16	96	76929.3	73217.5	-4.82%	10000	603.10	97	76929.3	77394.88	0.61%	10000	631.49	92	76929.3	76954.19	0.03%
20000	589.96	95	76929.3	73760.93	-4.12%	20000	600.24	96	76929.3	77908.74	1.27%	20000	630.78	92	76929.30	76956.69	0.04%
30000	595.76	94	76929.3	74534.78	-3.11%	30000	618.09	88	76929.3	78263.82	1.73%	30000	630.07	92	76929.3	76958.1	0.04%
50000	611.47	91	76929.3	76048.38	-1.15%	50000	591.29	93	76929.3	79084.05	2.80%	50000	627.93	92	76929.3	76973.97	0.06%
100000	688.88	81	76929.3	84039.47	9.24%	100000	588.67	85	76929.3	80071.36	4.08%	100000	630.23	92	76929.3	76941.36	0.02%
200000	788.44	67	76929.3	91950.95	19.53%	200000	618.22	71	76929.3	80314.33	4.40%	200000	651.45	76	76929.3	78180.4	1.63%
Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
1800	365.7	170	76929.3	70640.53	-8.17%	1800	386.85	172	76929.3	77214.74	0.37%	1800					
3600	583.78	96	76929.3	72906.88	-5.23%	3600	603.89	97	76929.3	77146.32	0.28%	3600	631.79	92	76929.3	76954.37	0.03%
5400	724.51	74	76929.3	74066.31	-3.72%	5400	746.29	74	76929.3	77055.54	0.16%	5400					
7200	805.62	64	76929.3	74709.29	-2.89%	7200	835.54	64	76929.3	77011.85	0.11%	7200					

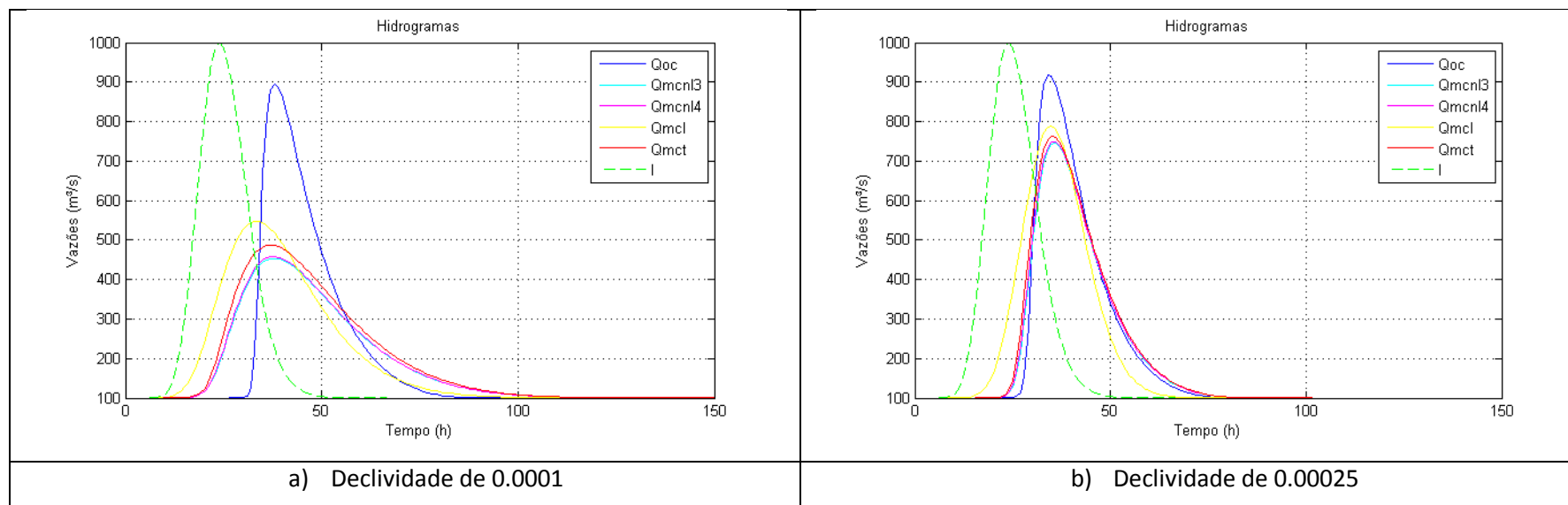
11.3. Anexo 3: Resultados detalhados do Teste 4.

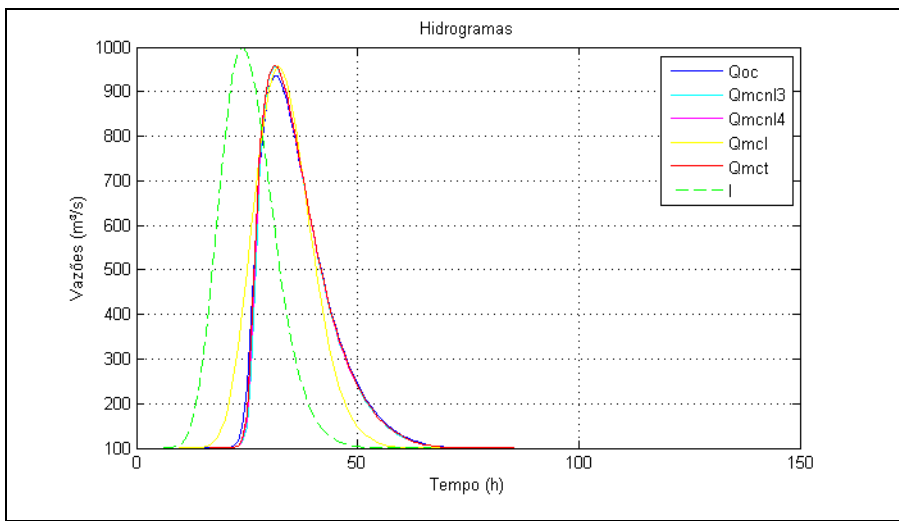
MCNL3 - Seção Composta						IPHS1 - Seção Composta					
S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.001	2269.25	43	90834.89	90699.49	-0.15%	0.001	1724.82	49	90834.89	89198.97	-1.80%
0.0009	2098.62	44	90834.89	90221.54	-0.68%	0.0009	1641.17	51	90834.89	88379.66	-2.70%
0.0007	1725.31	47	90834.89	88669.84	-2.38%	0.0007	1453.39	56	90834.89	86115.85	-5.20%
0.0005	1428.29	64	90834.89	86101.32	-5.21%	0.0005	1229.59	62	90834.89	83237.55	-8.36%
0.00045	1357.48	67	90834.89	85257.43	-6.14%	0.00045	1166.04	64	90834.89	82344.25	-9.35%
0.00035	1192.11	72	90834.89	83142.99	-8.47%	0.00035	1026	69	90834.89	80240.27	-11.66%
0.00025	986.00	78	90834.89	80205.32	-11.70%	0.00025	860.9	75	90834.89	77562.56	-14.61%
0.0001	526.4	94	90834.89	73132.41	-19.49%	0.0001	494.32	95	90834.89	71455.75	-21.33%
Manning-calha	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Manning	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.01	1636.97	44	90834.89	88028.9	-3.09%	0.01	1663.58	43	90834.89	88422.57	-2.66%
0.02	944.91	65	90834.89	80270.56	-11.63%	0.02	862.05	64	90834.89	77535.06	-14.64%
0.035	526.4	94	90834.89	73132.41	-19.49%	0.035	494.32	95	90834.89	71455.75	-21.33%
0.045	419.22	114	90834.89	71444.25	-21.35%	0.045	400.91	116	90834.89	70799.38	-22.06%
0.06	334.39	147	90834.89	71063.25	-21.77%	0.06	322.99	166	90834.89	72739.02	-19.92%
0.07	300.11	175	90834.89	71713.37	-21.05%	0.07	296.75	220	90834.89	76591.53	-15.68%
0.08	277.18	208	90834.89	72968.25	-19.67%	0.08	572.35	131	90834.89	77068.17	-15.16%
0.09	263	245	90834.89	74827.53	-17.62%	0.09	230.61	263	90834.89	71354.71	-21.45%
0.1	256.44	286	90834.89	77377.35	-14.82%	0.1	188.5	192	90834.89	42101.09	-53.65%
Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
50	527.17	94	90834.89	73124.98	-19.50%	50	495.37	95	90834.89	72675.17	-19.99%
100	527.13	94	90834.89	73124.91	-19.50%	100	495.30	95	90834.89	72242.58	-20.47%
500	526.82	94	90834.89	73129.29	-19.49%	500	494.86	95	90834.89	71579.58	-21.20%
1000	526.4	94	90834.89	73132.41	-19.49%	1000	494.32	95	90834.89	71455.75	-21.33%
2000	525.72	94	90834.89	73149.68	-19.47%	2000	493.32	95	90834.89	71368.1	-21.43%
5000	523.16	94	90834.89	73162.53	-19.46%	5000	491.12	94	90834.89	71279.75	-21.53%
10000	518.37	93	90834.89	73119.35	-19.50%	10000	488.00	94	90834.89	71219.3	-21.59%
20000	503.93	93	90834.89	72632	-20.04%	20000	464.47	95	90834.89	69744.82	-23.22%
30000	496.71	86	90834.89	71084.06	-21.74%	30000	412.86	98	90834.89	66377.09	-26.93%
50000	469.39	89	90834.89	73001.49	-19.63%	50000	467.31	93	90834.89	70018.5	-22.92%
100000	639.80	20	90834.89	74337.73	-18.16%	100000	950.65	82	90834.89	96561.56	6.30%
200000	674.20	52	90834.89	65301.07	-28.11%	200000	1589.61	54	90834.89	145230.1	59.88%
Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
1800	314.14	171	90834.89	71747.17	-21.01%	1800	1619.44	66	90834.89	87899.76	-3.23%
3600	526.4	94	90834.89	73132.41	-19.49%	3600	494.32	95	90834.89	71455.75	-21.33%
5400	629.22	81	90834.89	74118.48	-18.40%	5400	1750.57	43	90834.89	89452.42	-1.52%
7200	705.72	75	90834.89	75280.96	-17.12%	7200	1774.41	40	90834.89	89620.25	-1.34%

MCT - Seção composta (Código Fortran)						HEC-RAS - Seção composta					
S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	S0(m/m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.001	2041.75	43	90834.885	90923.52	0.10%	0.001	1910.15	42	90834.89	90969.92	0.15%
0.0009	1903.63	44	90834.885	90927.13	0.10%	0.0009	1776.96	43	90834.89	90825.34	-0.01%
0.0007	1636.87	60	90834.885	90934.65	0.11%	0.0007	1590.35	59	90834.89	90436.89	-0.44%
0.0005	1444.09	70	90834.885	90909.74	0.08%	0.0005	1413.05	68	90834.89	89854.86	-1.08%
0.00045	1381.76	73	90834.885	90903.87	0.08%	0.00045	1356.23	71	90834.89	89712.05	-1.24%
0.00035	1238.76	81	90834.885	90873.52	0.04%	0.00035	1227.43	79	90834.89	89855.48	-1.08%
0.00025	1061.29	92	90834.885	90844.79	0.01%	0.00025	1056.50	90	90834.89	90086.82	-0.82%
0.0001	656.07	121	90834.885	90776.33	-0.06%	0.0001	678.29	123	90834.89	91418.25	0.64%
Manning-calha	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Manning	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
0.01	1677.13	43	90834.885	90867.07	0.04%	0.01	1658.30	43	90834.89	90948.88	0.13%
0.02	1077.71	75	90834.885	90887.99	0.06%	0.02	1082.66	75	90834.89	90908.16	0.08%
0.035	656.07	121	90834.885	90776.33	-0.06%	0.035	678.29	123	90834.89	91418.25	0.64%
0.045	525.24	152	90834.885	90663.76	-0.19%	0.045	546.54	157	90834.89	91303.56	0.52%
0.06	411.46	200	90834.885	90523.71	-0.34%	0.06	433.79	207	90834.89	91279.86	0.49%
0.07	363.82	233	90834.885	90551.56	-0.31%	0.07	386.28	239	90834.89	91126.27	0.32%
0.08	329.37	267	90834.885	90678.48	-0.17%	0.08	351.60	270	90834.89	91187.44	0.39%
0.09	303.54	300	90834.885	90800.15	-0.04%	0.09	324.76	303	90834.89	91041.30	0.23%
0.1	283.9	333	90834.885	90910.1	0.08%	0.1	304.34	333	90834.89	90993.58	0.17%
Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δx (m)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
50	656.28	121	90834.885	90906.84	0.08%	50	677.56	123	90834.89	91322.18	0.54%
100	656.41	121	90834.885	90933.01	0.11%	100	677.61	123	90834.89	91329.44	0.54%
500	656.55	121	90834.885	90913.53	0.09%	500	677.62	123	90834.89	91324.19	0.54%
1000	656.07	121	90834.885	90776.33	-0.06%	1000	678.29	123	90834.89	91418.25	0.64%
2000	653.72	120	90834.885	90263.66	-0.63%	2000	677.67	123	90834.89	91272.11	0.48%
5000	641.78	115	90834.885	87979.71	-3.14%	5000	677.53	122	90834.89	90935.55	0.11%
10000	630.95	112	90834.885	86124.48	-5.19%	10000	684.72	123	90834.89	90955.72	0.13%
20000	627.33	109	90834.885	84780.07	-6.67%	20000	714.18	124	90834.89	90783.61	-0.06%
30000	647.14	96	90834.885	83272.77	-8.33%	30000	750.27	121	90834.89	90596.73	-0.26%
50000	607.97	87	90834.885	80325.48	-11.57%	50000	838.69	50	90834.89	96442.98	6.17%
100000	602.83	70	90834.885	80876.32	-10.96%	100000	1068.73	37	90834.89	80449.95	-11.43%
200000	939.11	52	90834.885	92760.37	2.12%	200000	832.24	52	90834.89	98734.55	8.70%
Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%	Δt (s)	Qmáx (m³/s)	Tp (h)	ΣI	ΣQ	V%
1800	488.4	161	90834.885	90609.03	-0.25%	1800					
3600	656.07	121	90834.885	90776.33	-0.06%	3600	678.29	123	90834.89	91418.25	0.64%
5400	749.12	103	90834.885	90796.45	-0.04%	5400					
7200	833.01	91	90834.885	90800.3	-0.04%	7200					

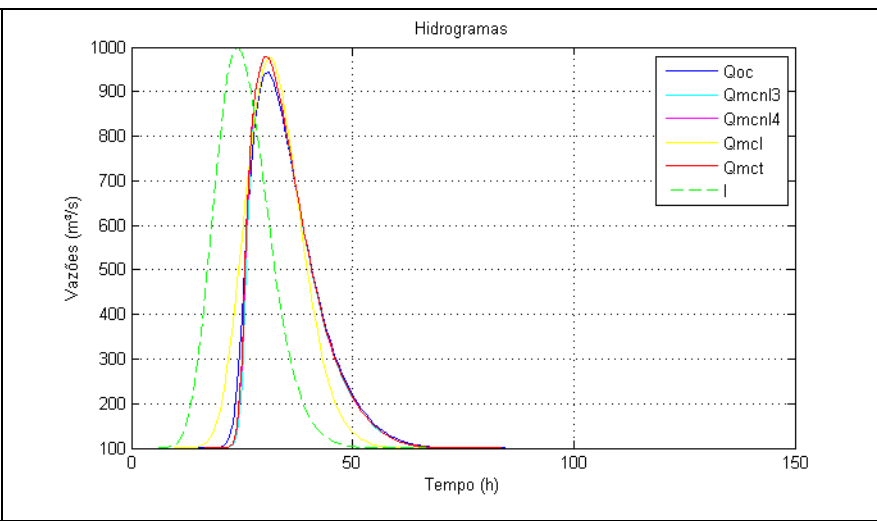
11.4. Anexo 4: Hidrogramas resultantes do Teste 1

Declividades

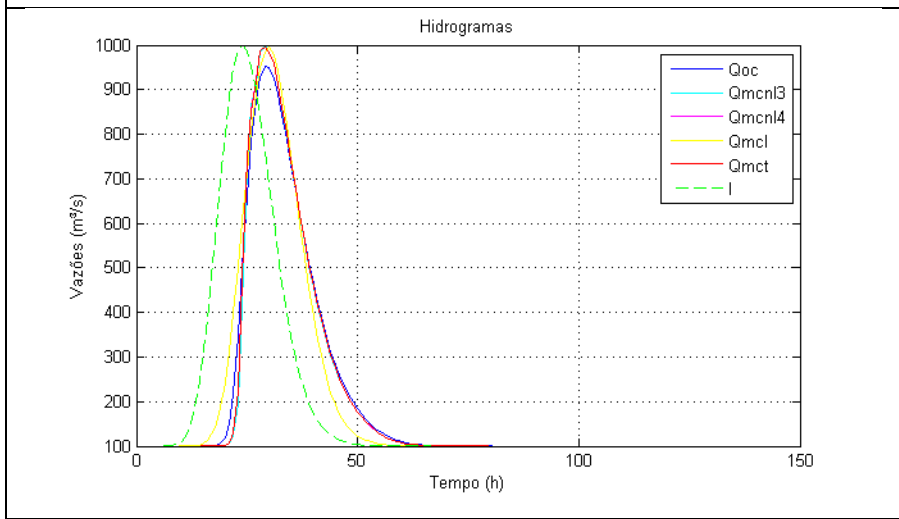




c) Declividade de 0.0007

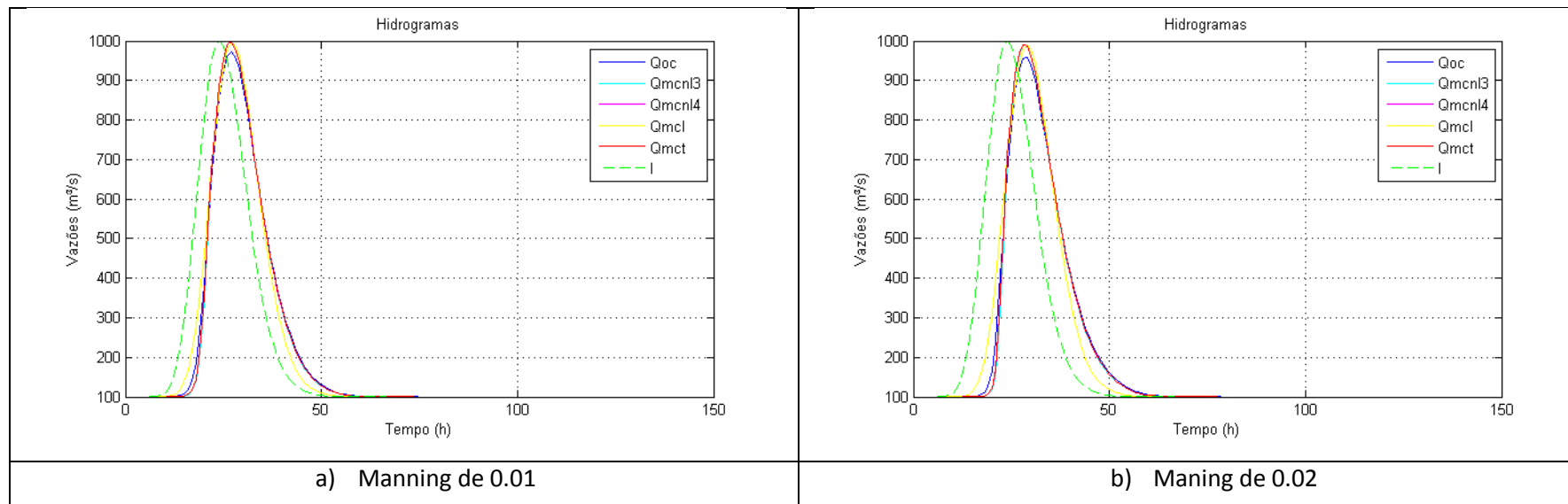


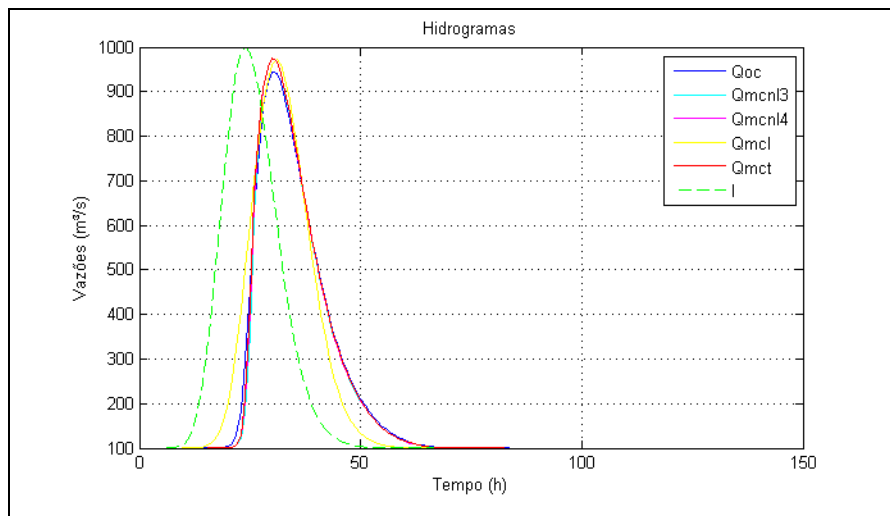
d) Declividade de 0.001



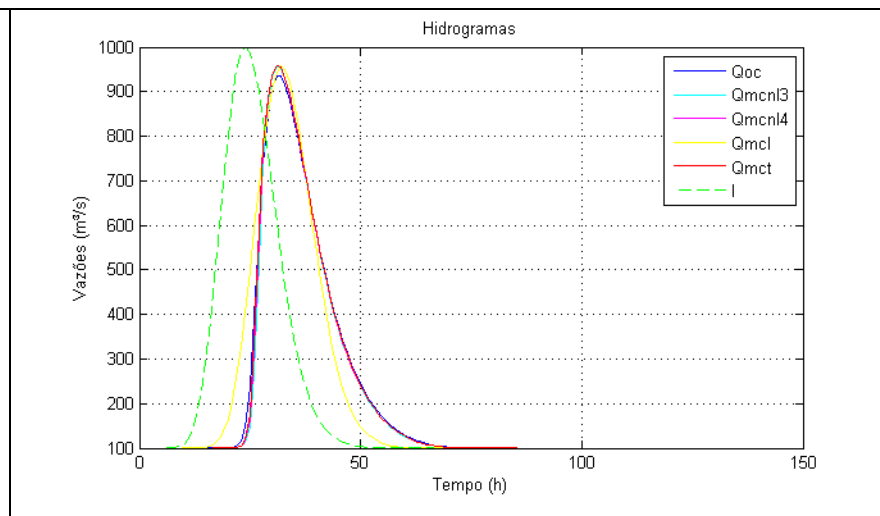
e) Declividade de 0.002

Rugosidades

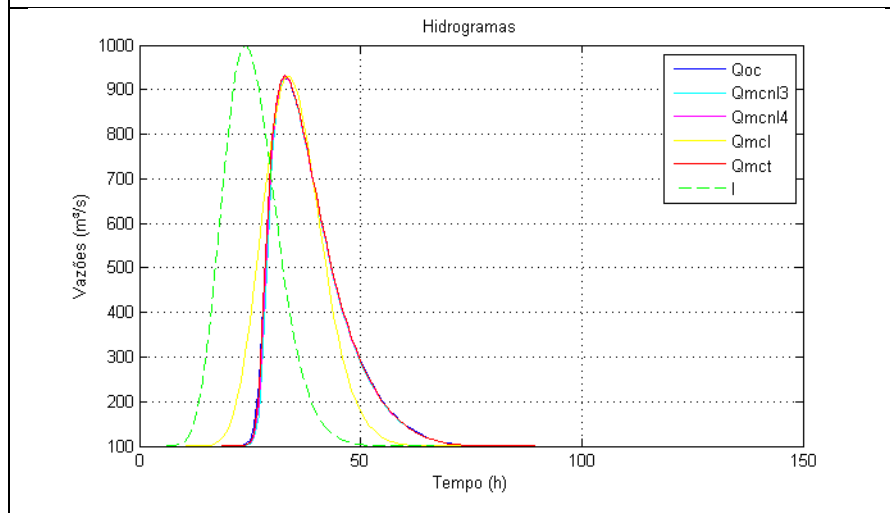




c) Manning de 0.035

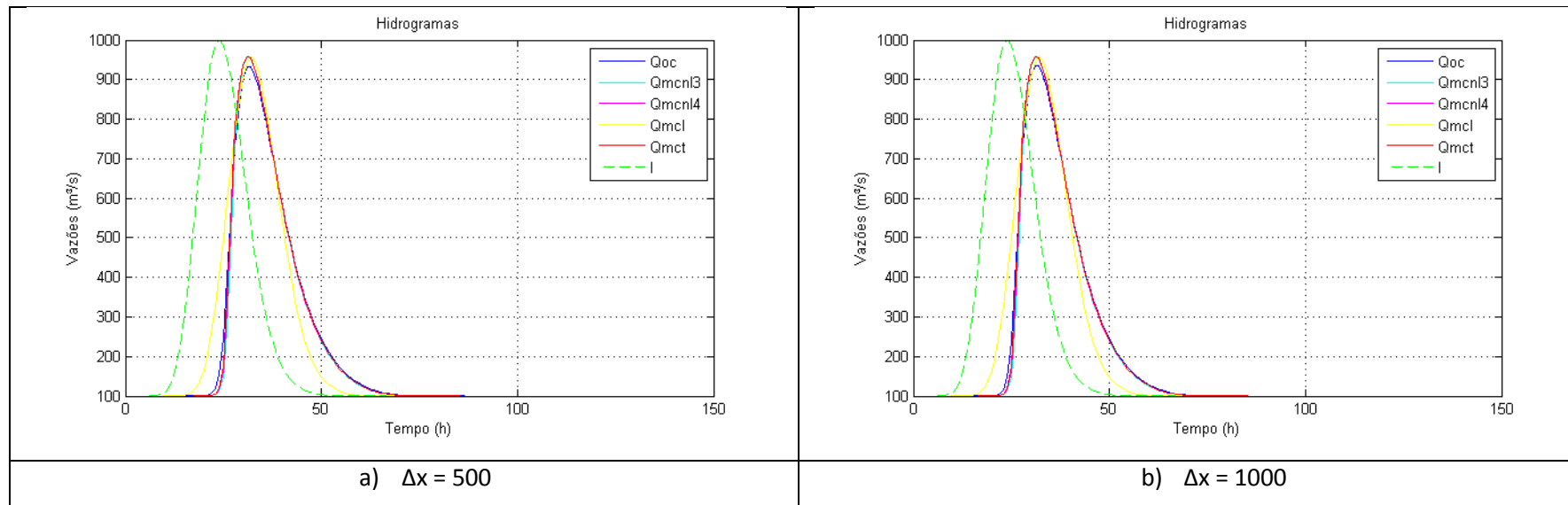


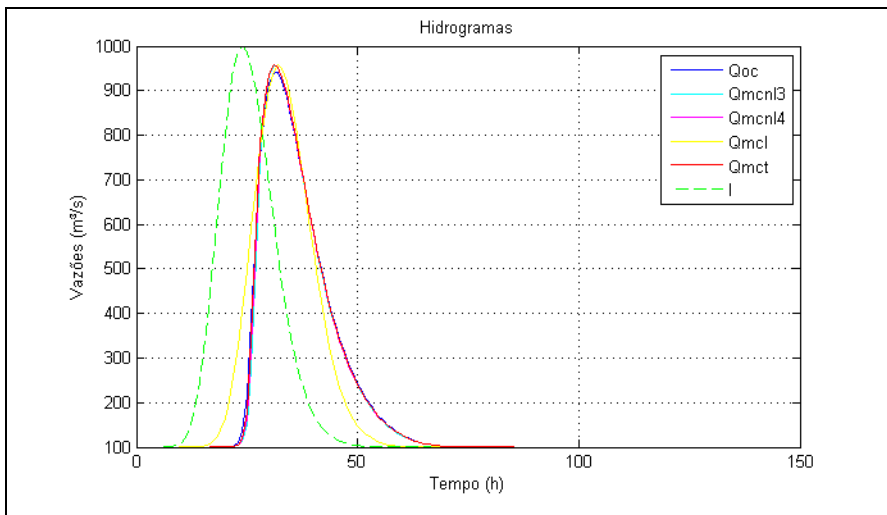
d) Manning de 0.045



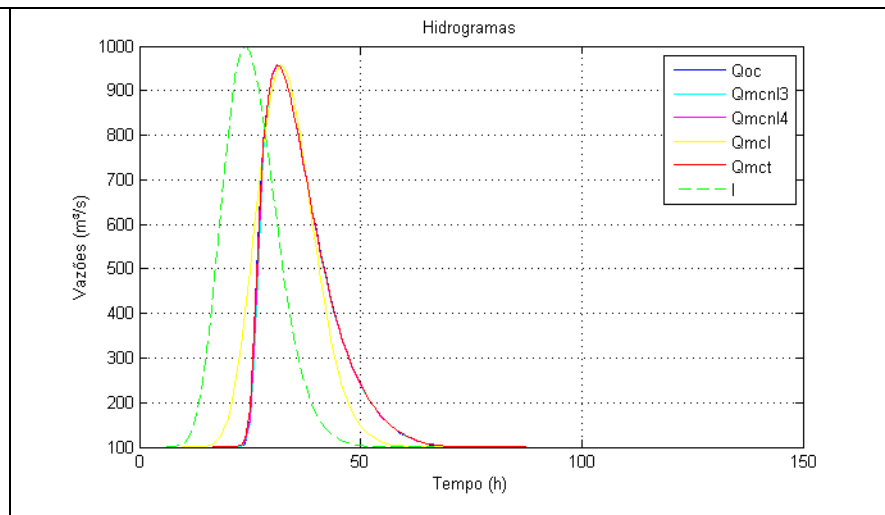
e) Manning de 0.06

Discretização espacial

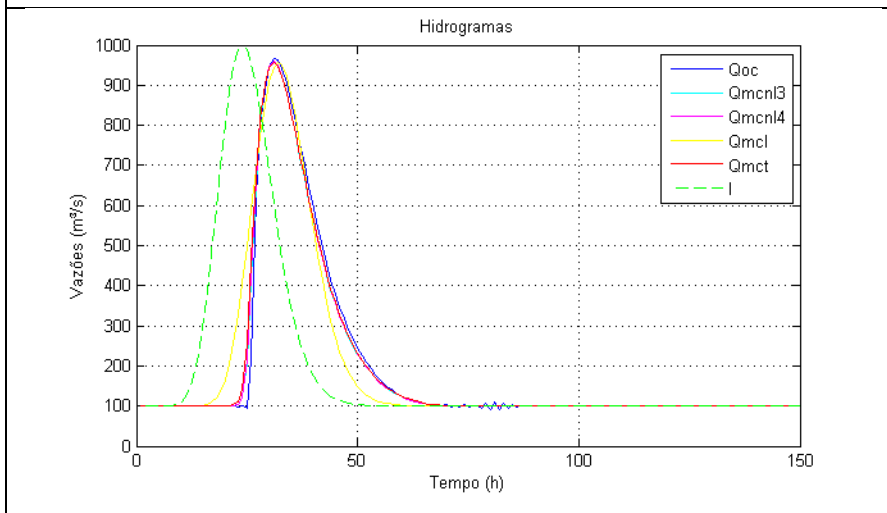




c) $\Delta x = 2000$

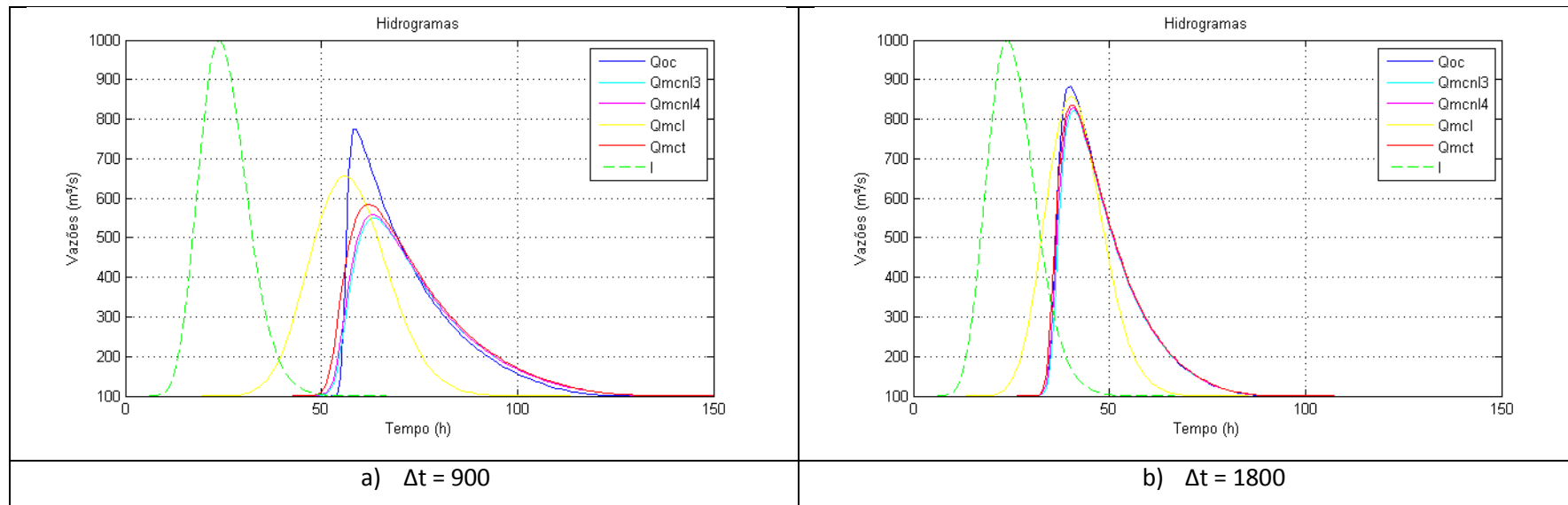


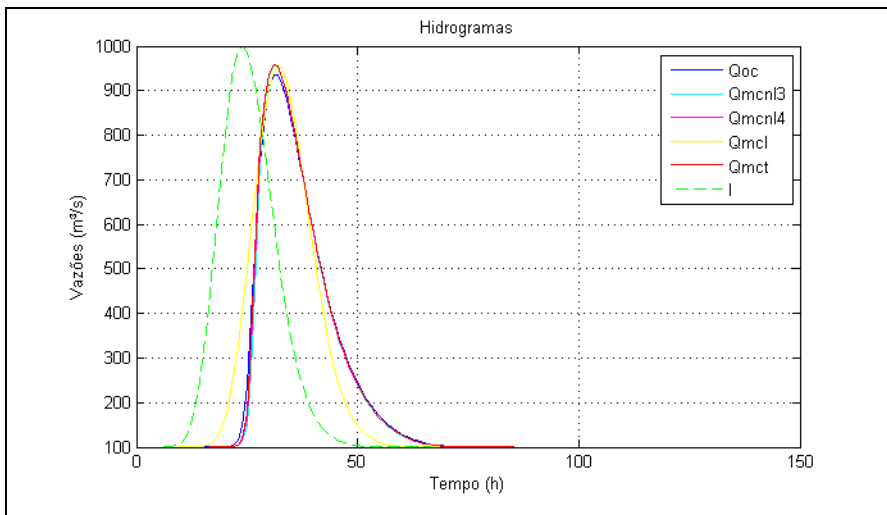
d) $\Delta x = 4000$



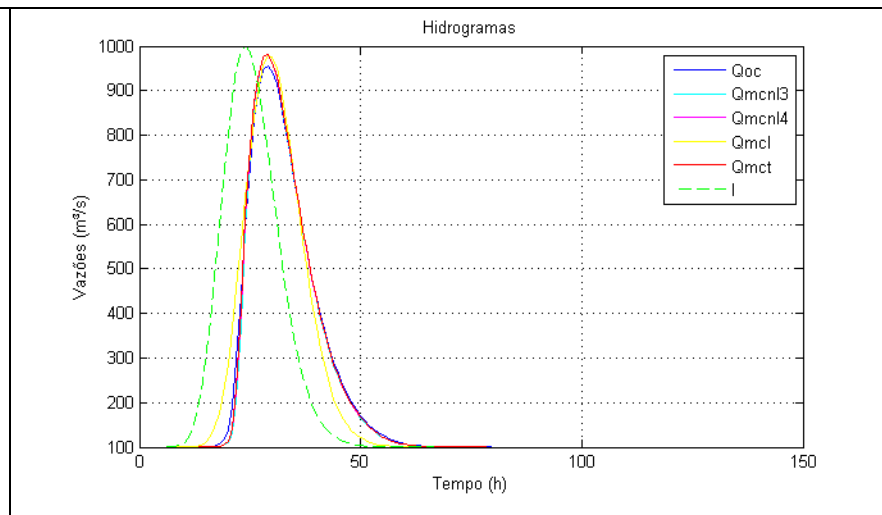
e) $\Delta x = 6000$

Discretização temporal

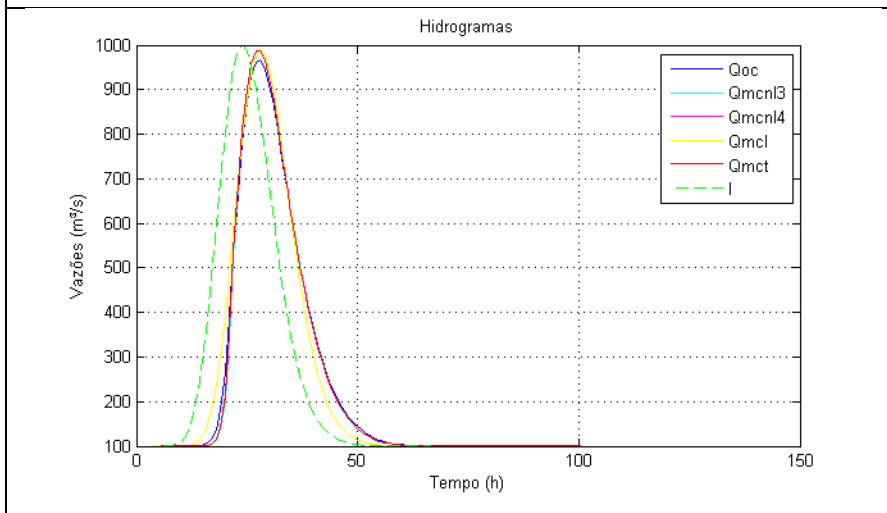




c) $\Delta t = 3600$



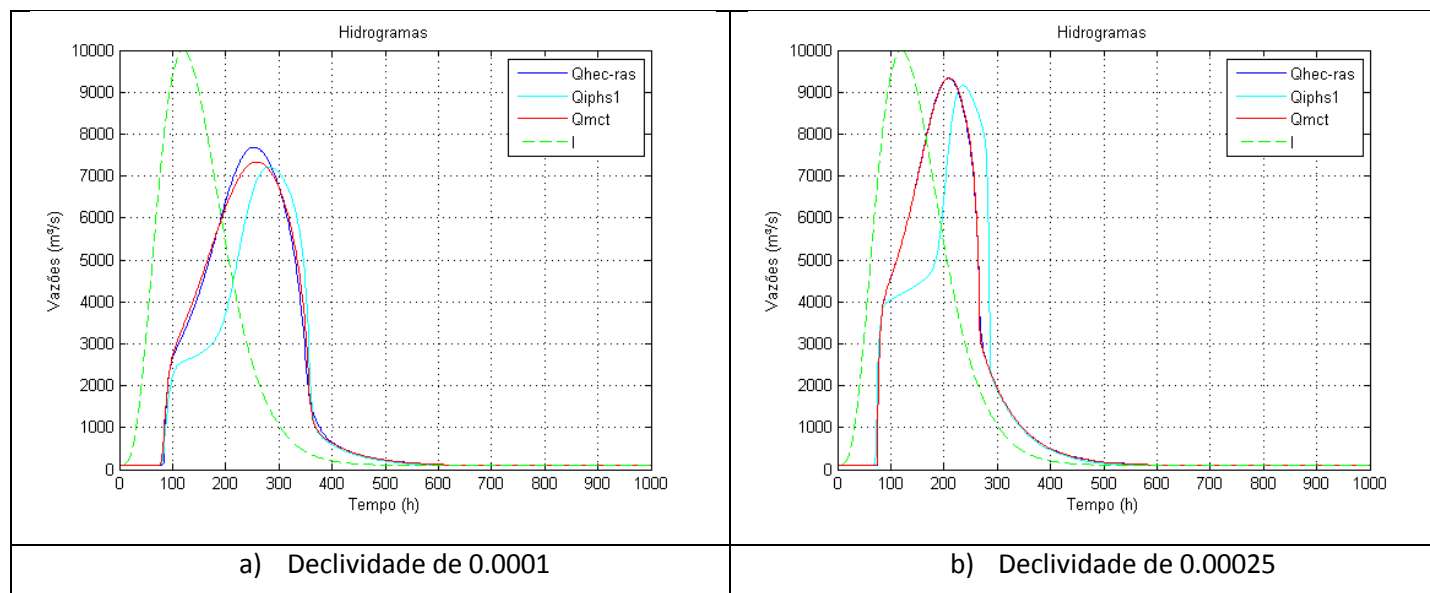
d) $\Delta t = 5400$

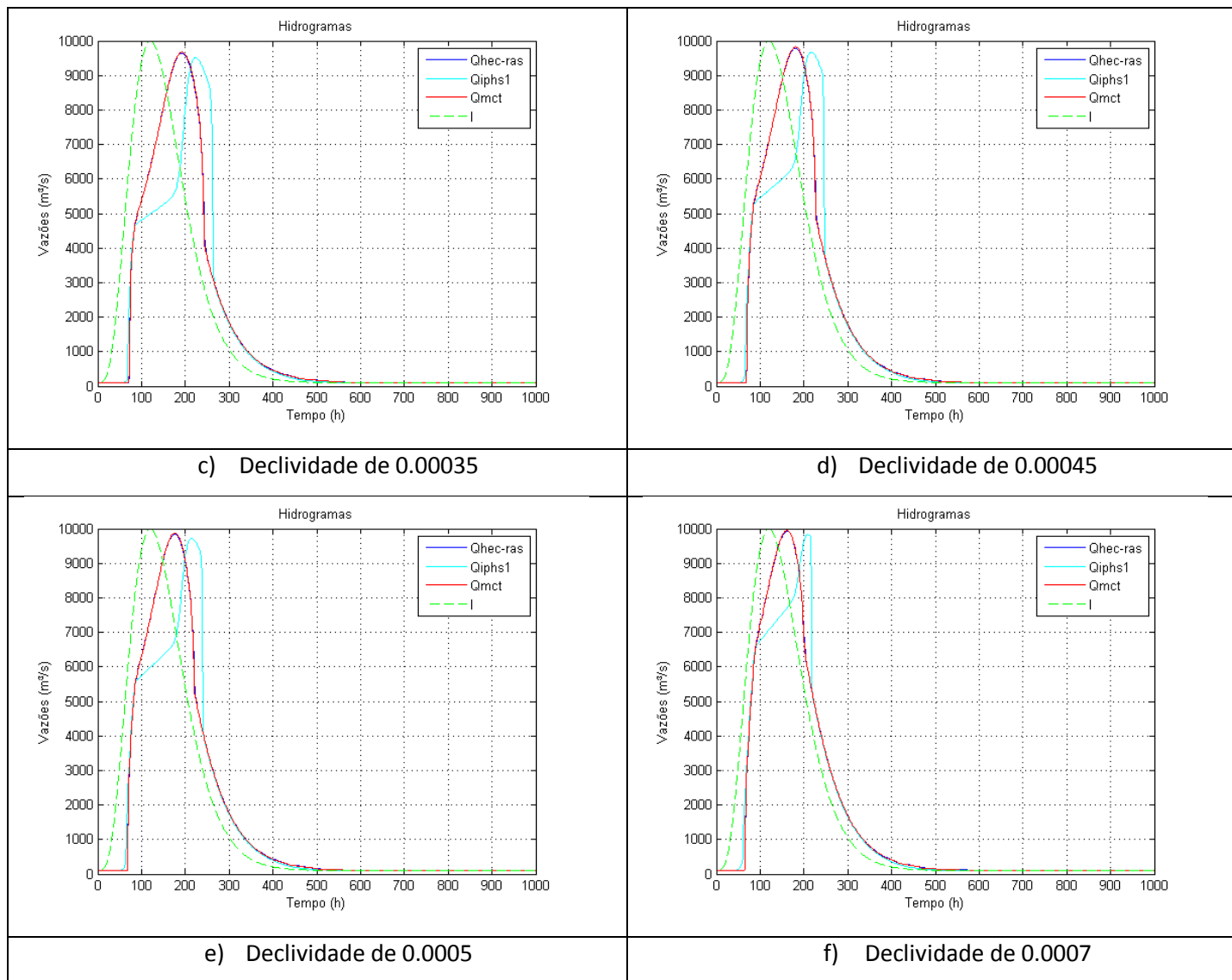


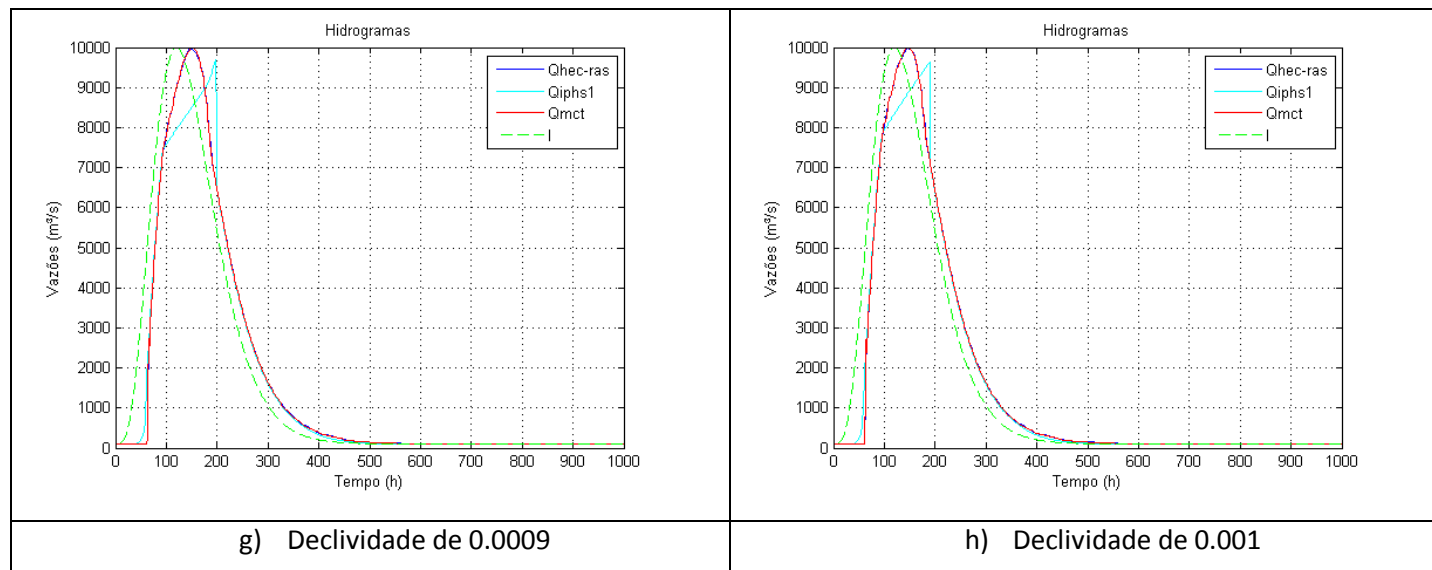
e) $\Delta t = 7200$

11.5. Anexo 5: Hidrogramas resultantes do Teste 2

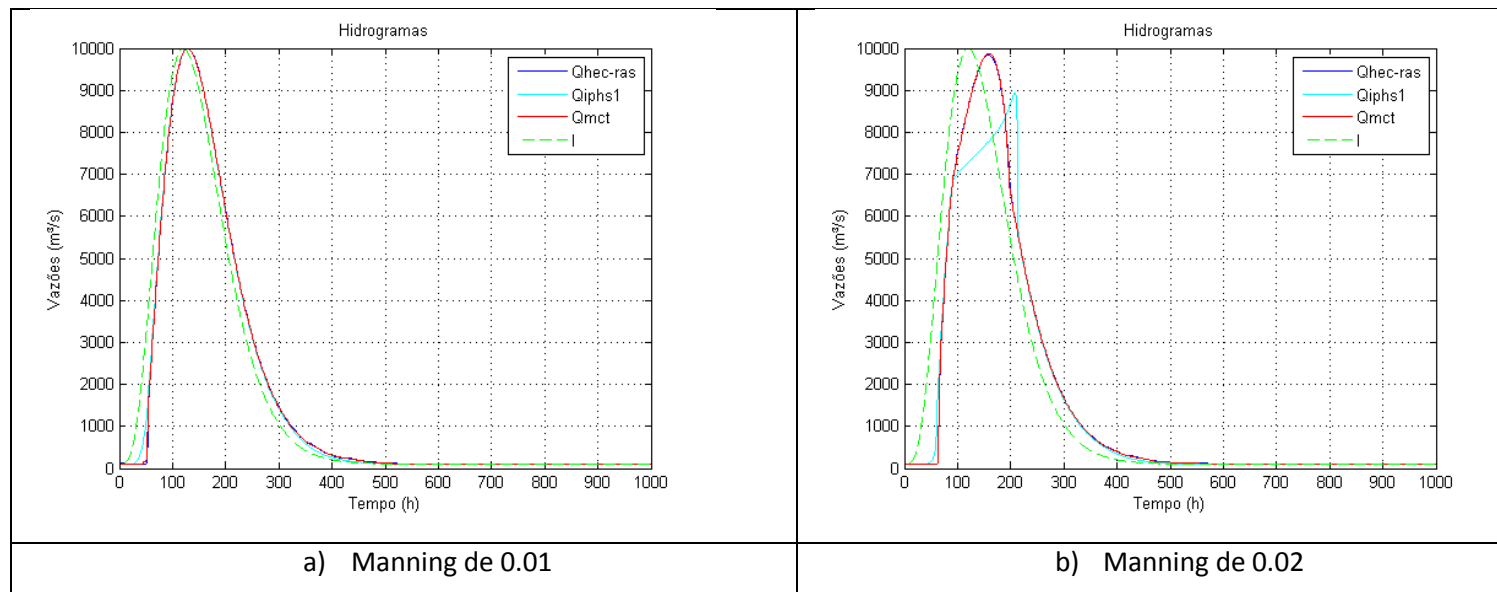
Declividades

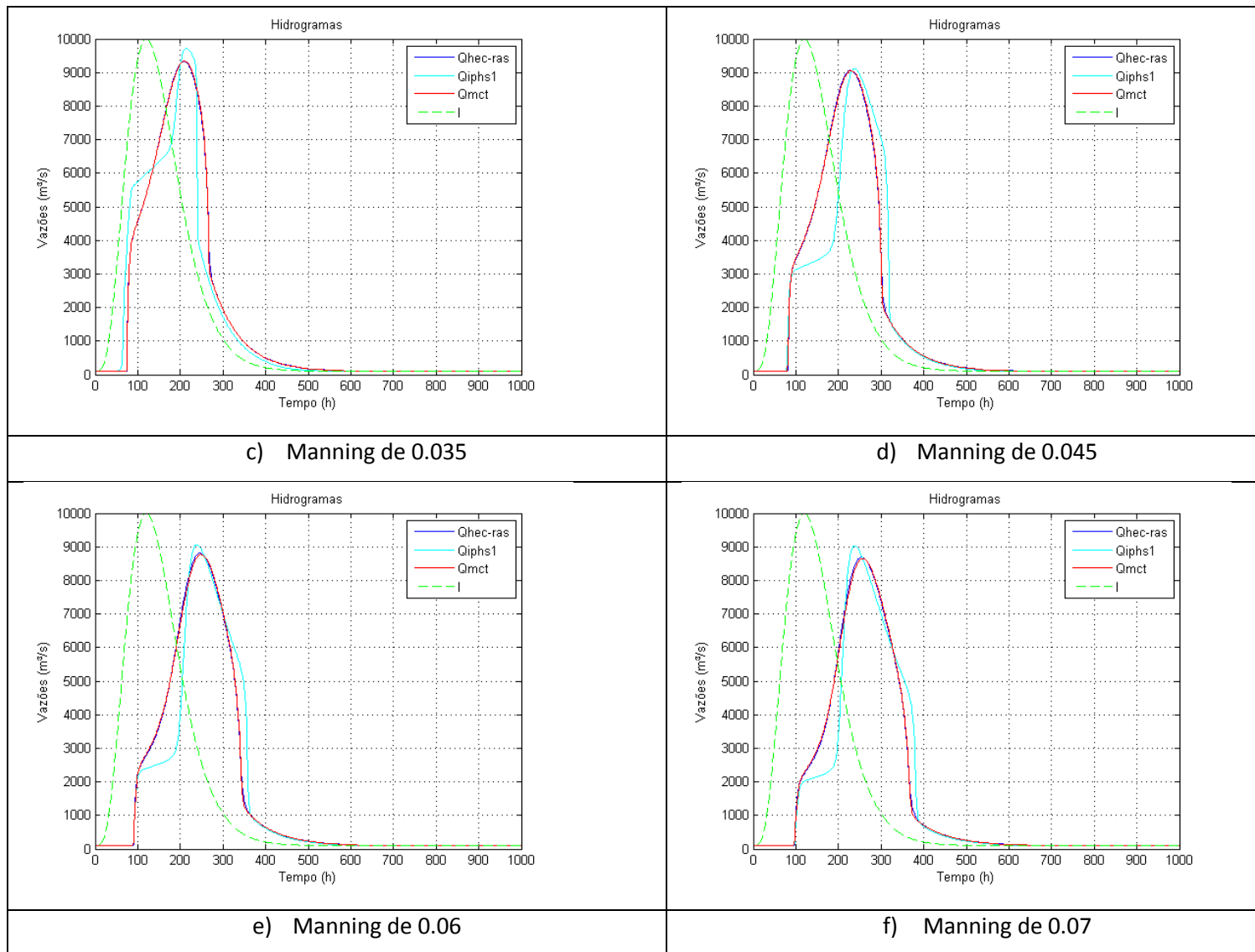


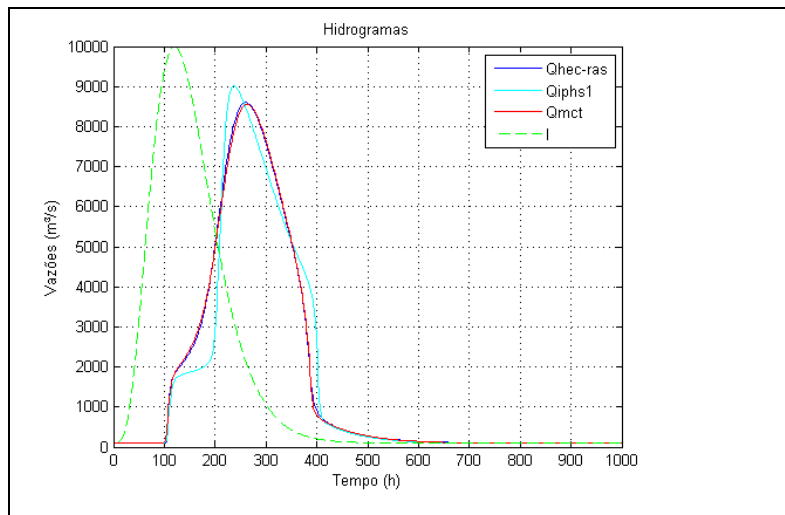




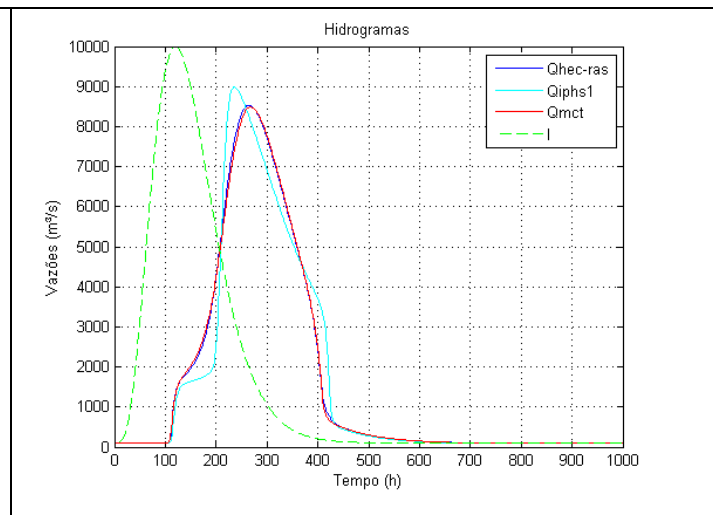
Rugosidades



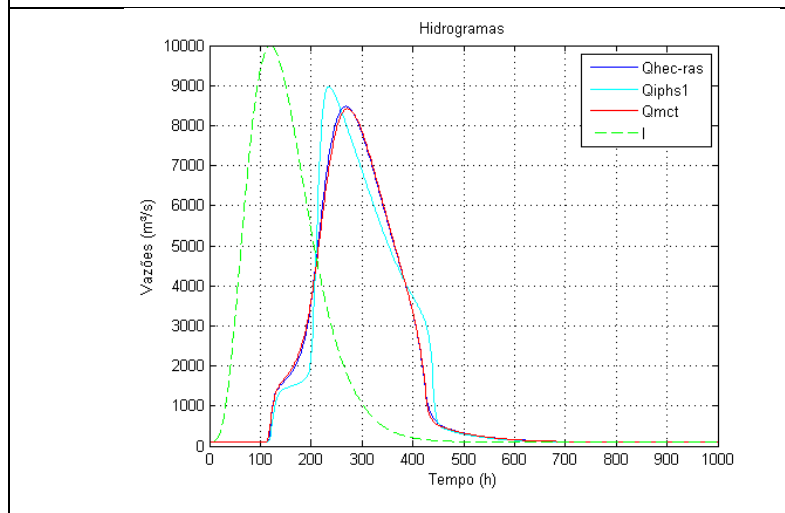




g) Manning de 0.08

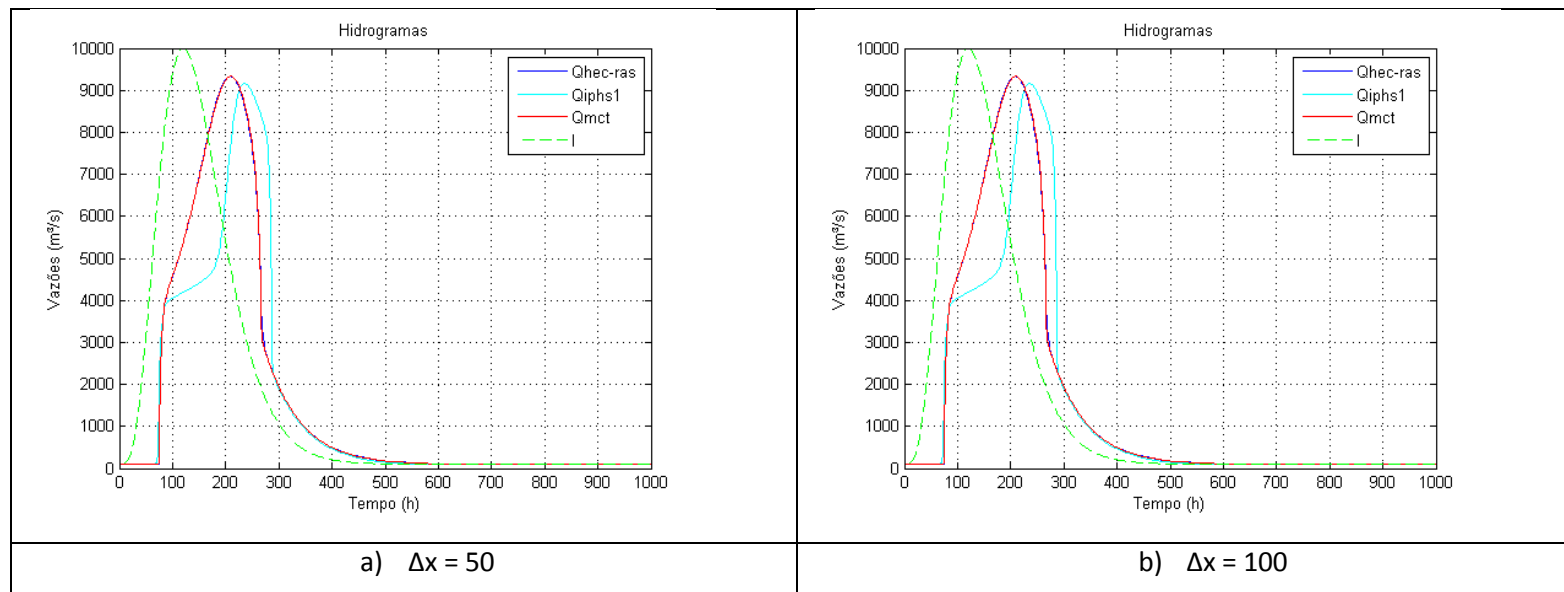


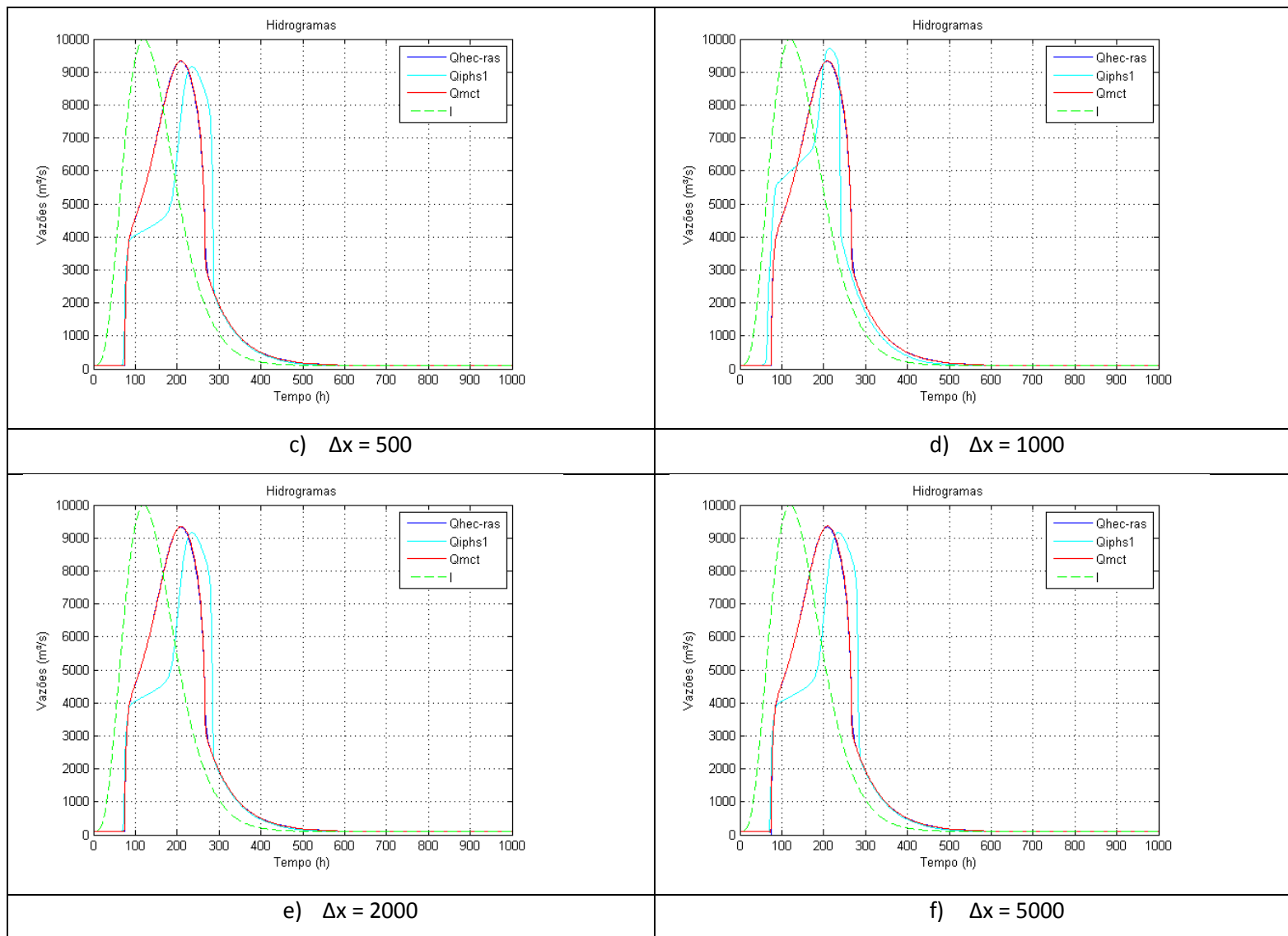
h) Manning de 0.09

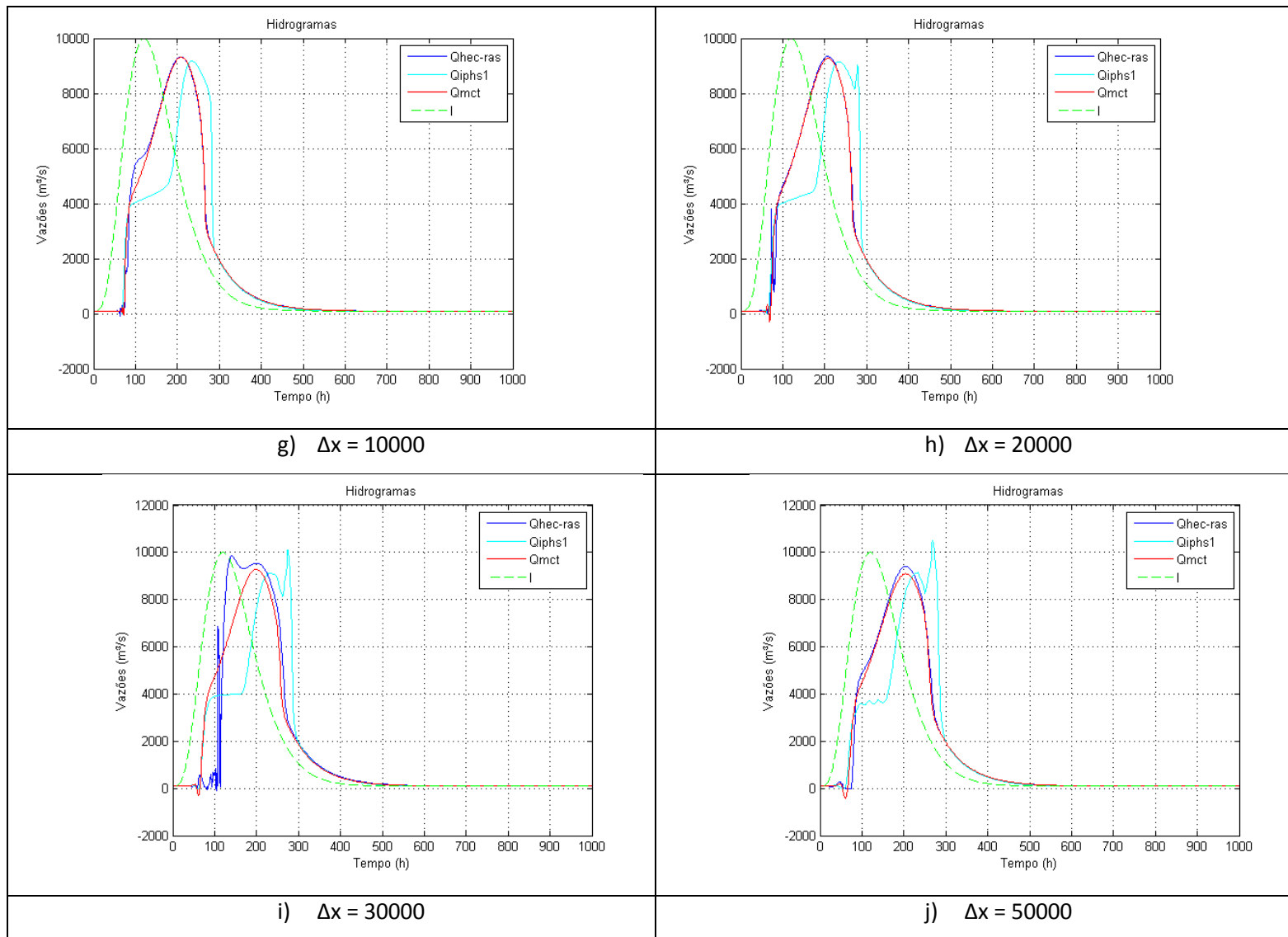


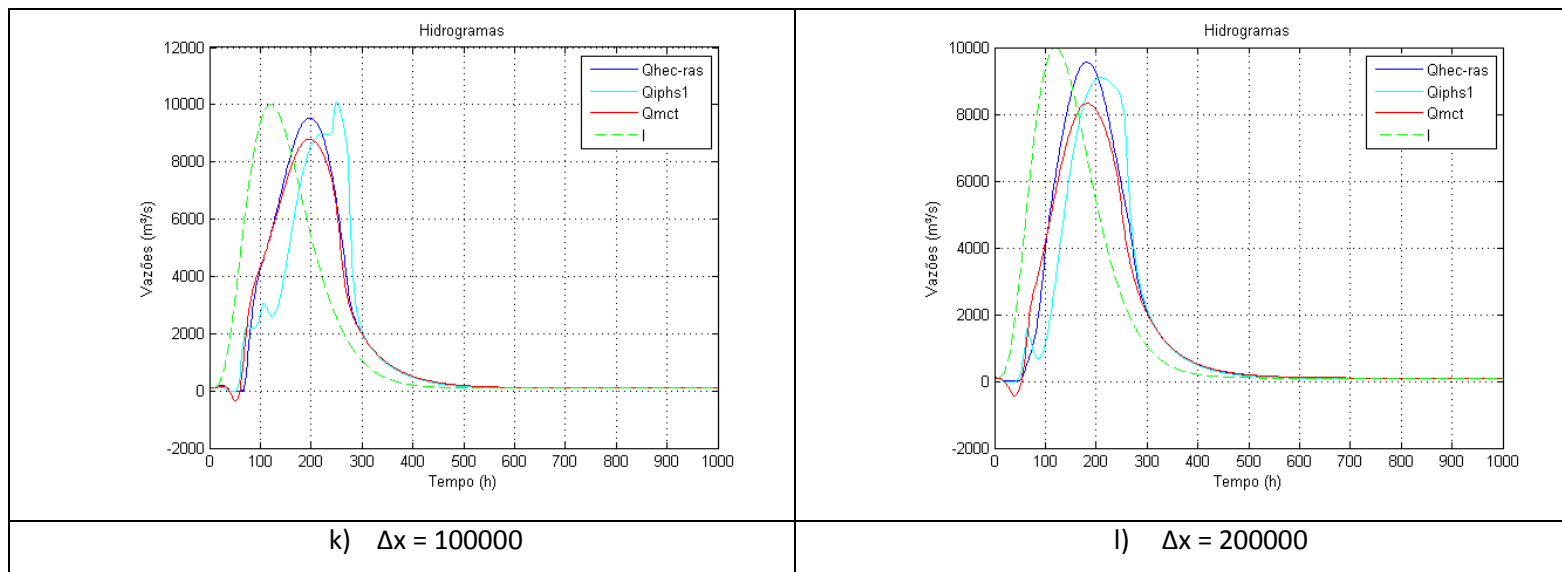
i) Manning de 0.1

Discretização espacial



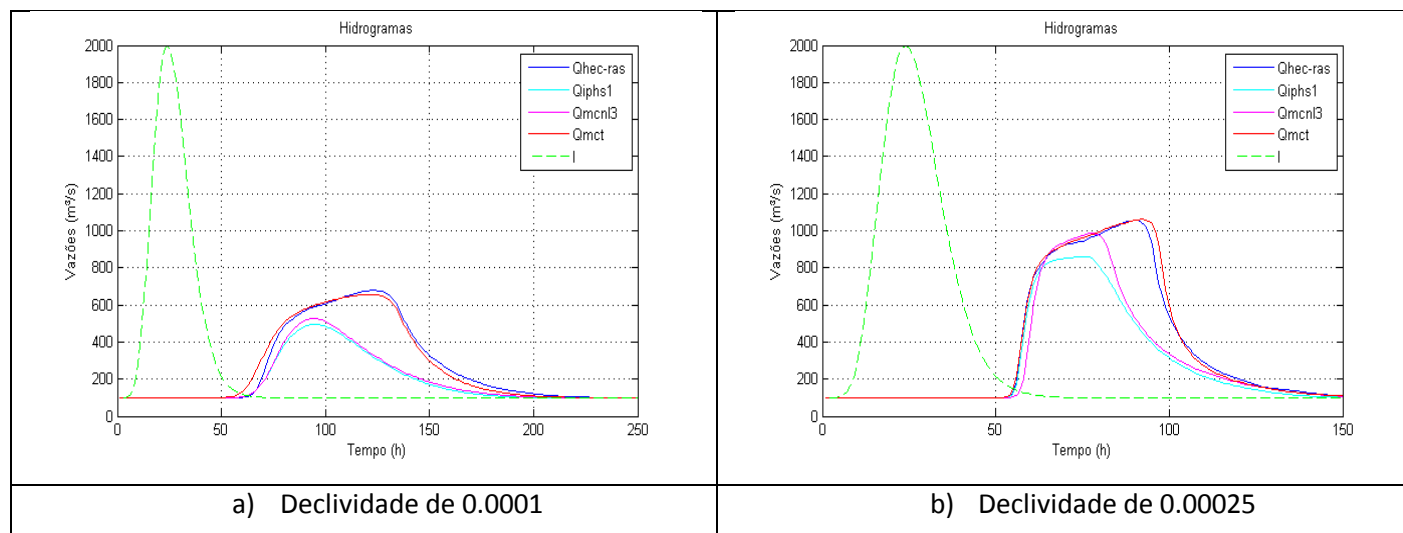


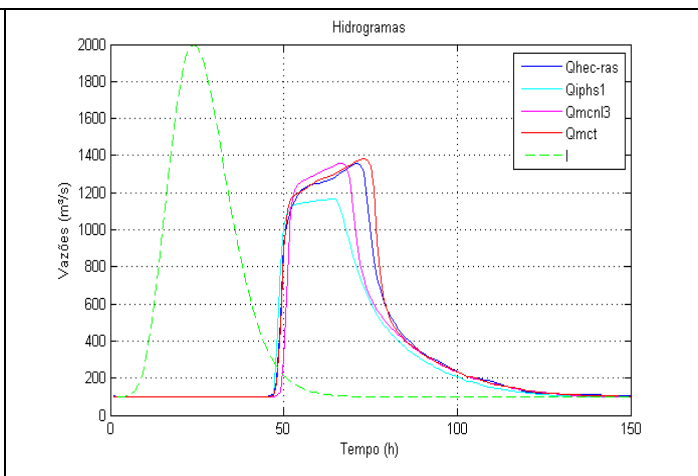
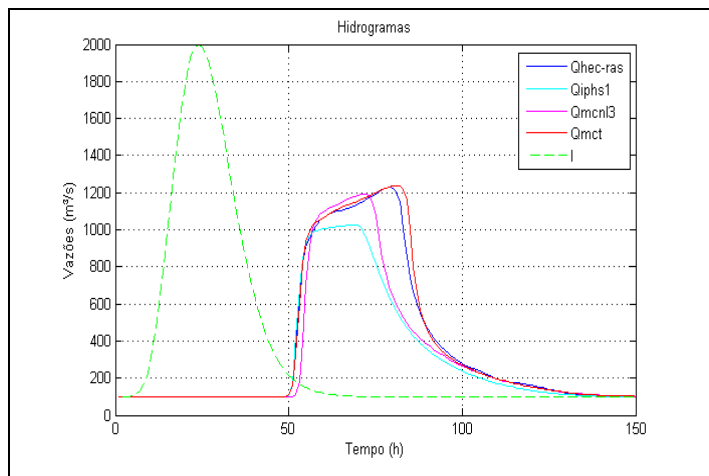




11.6. Anexo 6: Hidrogramas resultantes do Teste 4

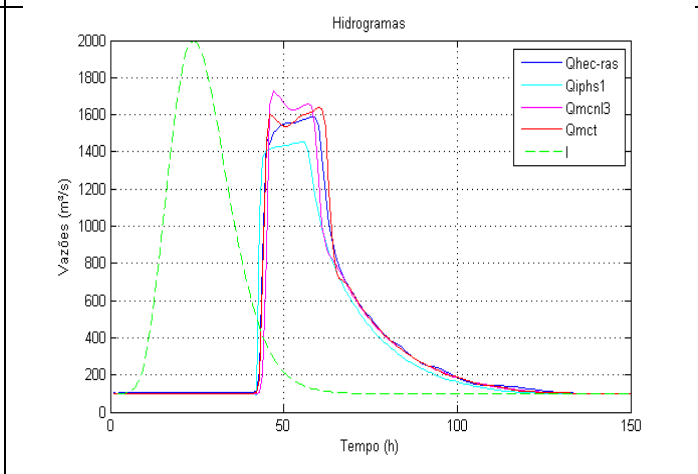
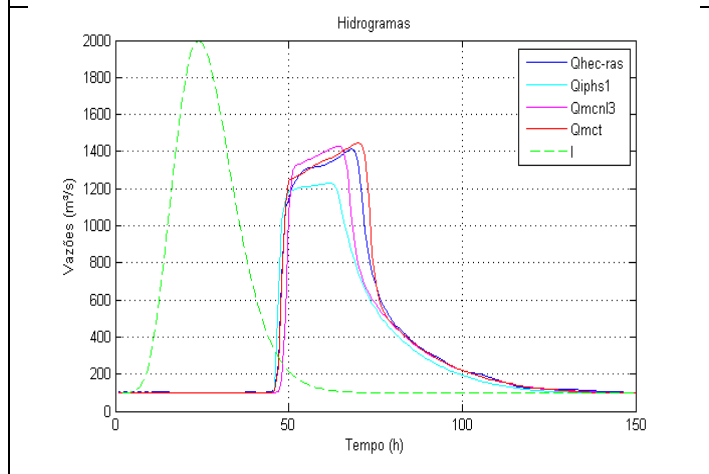
Declividades





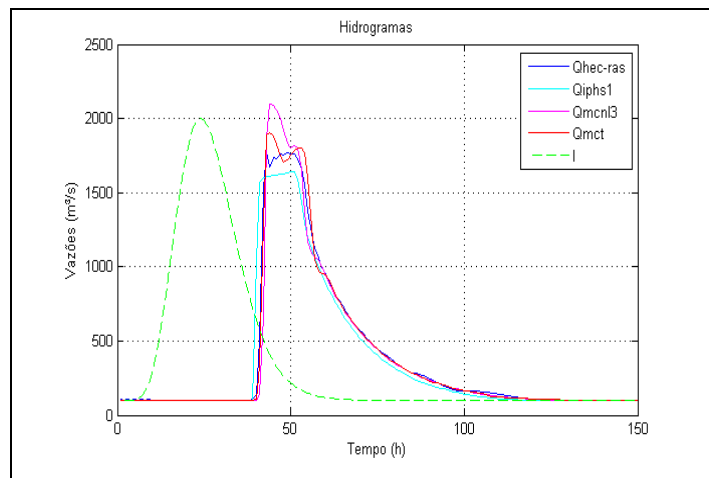
c) Declividade de 0.00035

d) Declividade de 0.00045

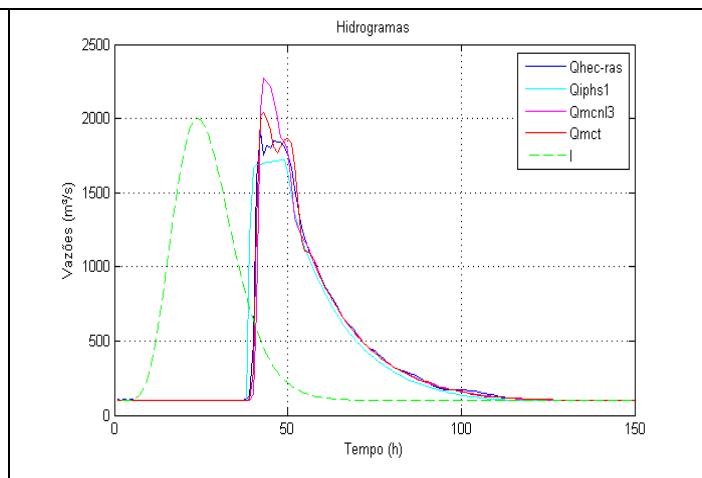


e) Declividade de 0.0005

f) Declividade de 0.0007

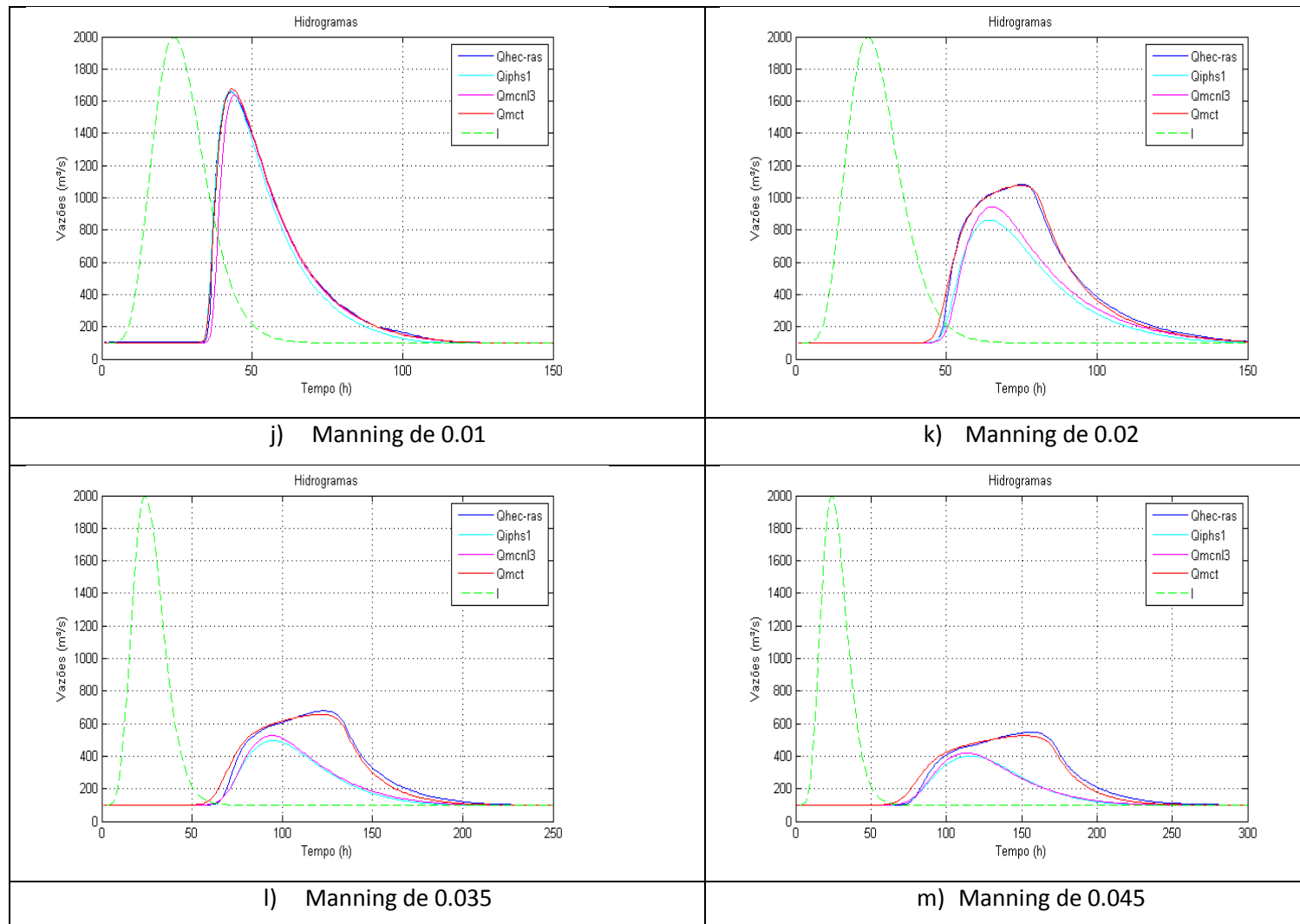


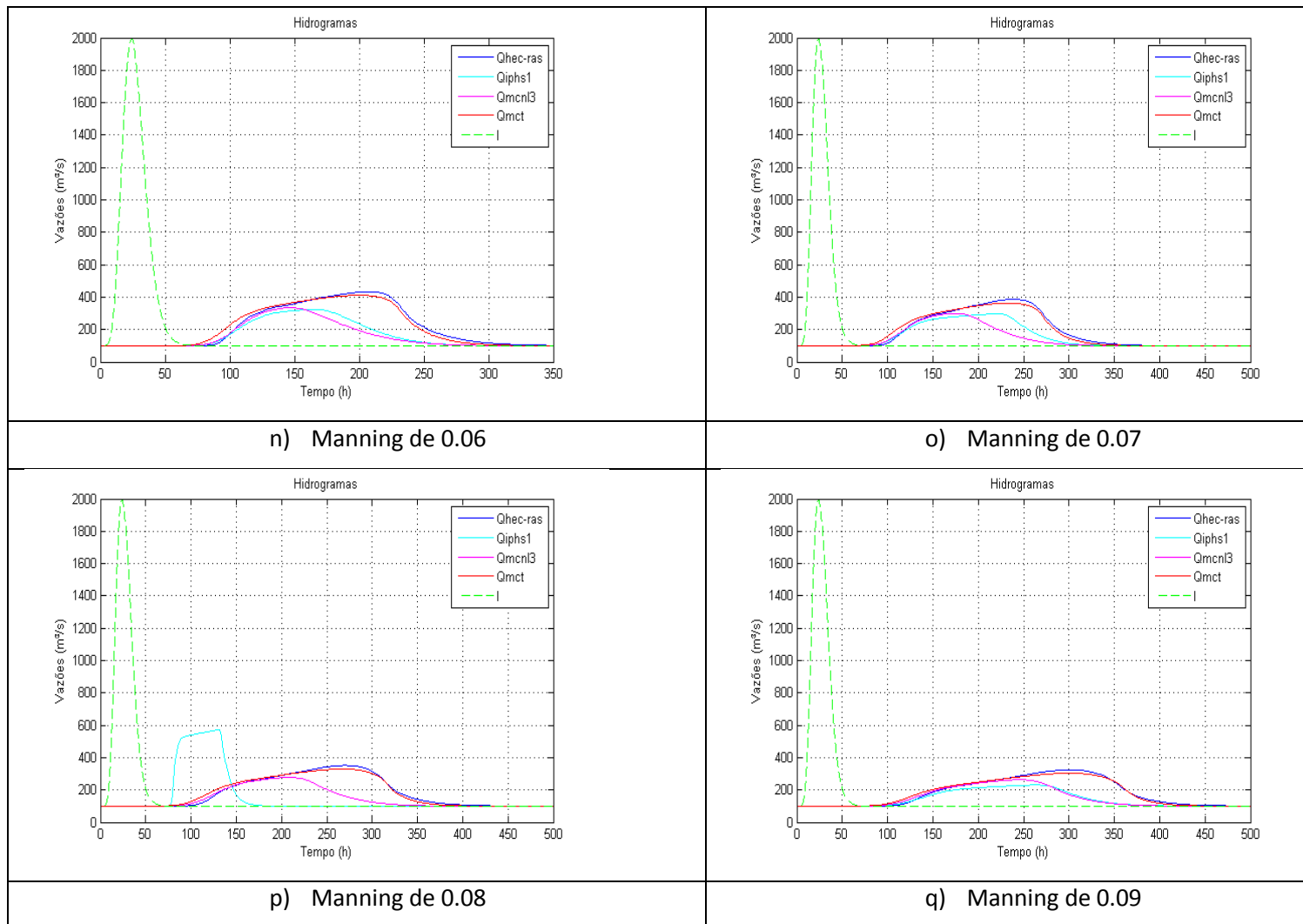
g) Declividade de 0.0009

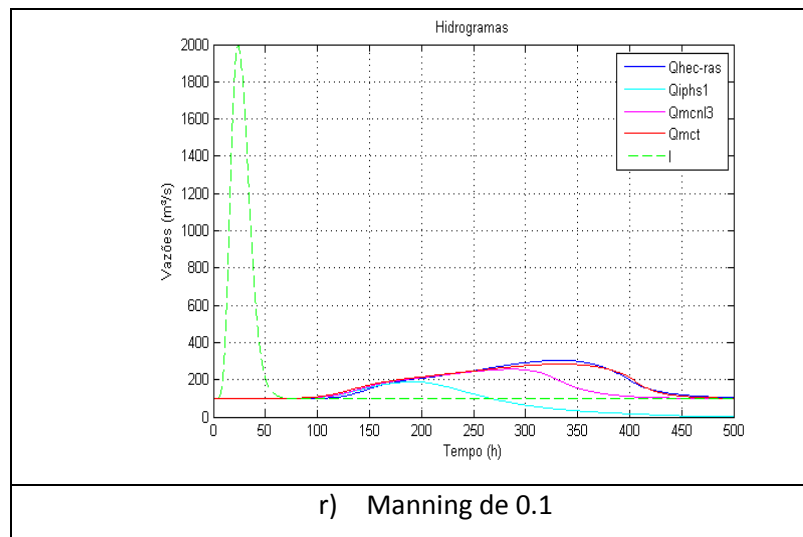


h) Declividade de 0.001

Rugosidades







Discretização espacial

