



ANÁLISE DA VARIABILIDADE TEMPORAL DE BASE NA PROPAGAÇÃO DA ONDA DIFUSA EM UM RIO

Maria Patrícia Sales Castro^{1} & Tician Fontoura Vidal² & Alice Rocha de Souza³ & Juliana Alencar Firmo de Araújo⁴ & Raquel Jucá de Moraes Sales⁵ & Raimundo Oliveira de Souza⁶*

Resumo – O estudo da propagação de cheias é fundamental para análise e previsão em áreas susceptíveis a enchentes. Esta pesquisa tem como objetivo analisar a variabilidade temporal de base na propagação de uma onda difusa em um rio, verificando de que forma estes podem influir nos riscos de enchentes. Baseado nas equações da hidrodinâmica formulou-se um modelo matemático, capaz de identificar a influência dos parâmetros de declividade no tempo de base para a equação da onda difusiva. Para encontrar a solução das equações diferenciais parciais contidas no modelo, foi utilizado o Método das Diferenças Finitas, usando um esquema implícito e elaborando um programa computacional para sua solução matemática. A partir dos resultados gerados se observa que a declividade exerce influência no tempo de base da propagação da onda no tempo, tornando este modelo uma ferramenta viável para previsão de enchentes em áreas susceptíveis.

Palavras-Chave – Enchentes, Equação da Onda difusa, propagação da onda.

ANALYSIS OF TEMPORAL VARIABILITY BASE OF THE DIFFUSION- WAVE FLOOD ROUTING IN RIVER

Abstract – The study of the flood routing is essential for analysis and forecasting in areas susceptible to flooding. This research aims to analyze the temporal variability of base diffuse wave routing in a river, checking how these can influence the risk of flooding. Based on the hydrodynamic equations was formulated a mathematical model capable of identifying the influence of slope bed parameters in the time base for the diffusive wave equation. To find the solution of partial differential equations contained in the model, it was used the Finite Difference Method, using an implicit scheme and developing a computer program for his mathematical solution. From the results generated can be observed that the slope influences the time base of wave propagation in time, making this model a viable tool for forecasting flooding in susceptible areas.

Keywords – Flooding, Diffusive wave equation, Flood routing.

¹ Doutoranda em Recursos Hídricos pela Universidade Federal do Ceará. Mestre em Saneamento Ambiental. E-mail: patricia.sales@gmail.com.

² Doutoranda em Recursos Hídricos pela Universidade Federal do Ceará. Mestre em Saneamento Ambiental. E-mail: ticianafvidal@yahoo.com.br.

³ Doutoranda em Saneamento Ambiental pela Universidade Federal do Ceará. Mestre em Engenharia Sanitária e Ambiental. E-mail: alycesouza@hotmail.com.

⁴ Doutoranda em Recursos Hídricos pela Universidade Federal do Ceará. Mestre em Recursos Hídricos. E-mail: judiaraujo@yahoo.com.br.

⁵ Doutora em Recursos Hídricos. Mestre em Recursos Hídricos pela Universidade Federal do Ceará. E-mail: raqueljuca@gmail.com.

⁶ Professor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. E-mail: rsouza@ufc.br.



1. INTRODUÇÃO

Os problemas de cheias em uma região susceptível a este evento são agravados pelo impacto humano no ambiente e, portanto, não podendo evitar que aconteça. A aplicação de modelos hidrodinâmicos para propagação de cheias em rios é uma atividade necessária no contexto de sistemas de previsão de enchentes.

Segundo Chow (1959), o movimento da cheia pode ser tratado simplesmente como um escoamento uniforme progressivo se o canal é regular, a resistência é baixa e a onda permanece inalterada. Se, entretanto, o canal é irregular e a resistência é alta, a configuração da onda será apreciavelmente modificada com a sua movimentação através do canal. A determinação desta modificação do escoamento é chamada de propagação de cheias.

Os modelos hidrológicos e hidráulicos espacialmente distribuídos para determinação das zonas inundáveis são uma ferramenta importante que permite a oportunidade de um bom planejamento e gestão da análise de risco. A representação da superfície do terreno é um fator crítico na modelação hidrológica e hidráulica de inundações, pois, como dado de entrada do modelo, condiciona a vazão de entrada e a extensão da inundação (Horritt e Bates, 2001).

Lal (2005) declarou que estudos mostram que os modelos de onda difusa podem ser utilizados com sucesso para simular uma variedade de condições de fluxo natural. Uma aproximação da onda difusa foi aplicada para área de inundação e vazão de fluxo em um sistema de canal em loop. (Luo, 2007).

Segundo Moussa and Bocquillon (2008) a equação da onda difusa também tem sido usado para modelar eventos extremos de inundação, onde os fluxos de canal e as áreas de inundação são roteados.

A propagação de onda de cheias é descrita pelo sistema de equações de Saint-Venant. As simplificações das equações de Saint-Venant até a equação da onda difusa é um método comumente utilizado para este tipo de aplicação. A equação da onda difusa pode ser resolvida pelo método das diferenças finitas implícito. Para solução de suas respectivas equações diferenciais parciais foi desenvolvido um programa em linguagem FORTRAN que permitiu simulações para diversos cenários a fim de avaliar o comportamento da onda difusa para diferentes tempos de base e declividades.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Segundo Porto (2006) as leis básicas que servem base para os estudos relativos aos transitórios hidráulicos em escoamentos livres, são a equação da continuidade (conservação da massa) e a equação dinâmica (equação da quantidade de movimento).

2.1 Equação da Continuidade

A primeira equação fundamental do escoamento em rios e canais é a equação da continuidade. (Andrade, 2006). Considerando um volume de controle na seção transversal de comprimento Δx muito pequeno, conforme Figura 1, temos que as vazões Q_1 e Q_2 não são necessariamente as mesmas, diferem na quantidade.

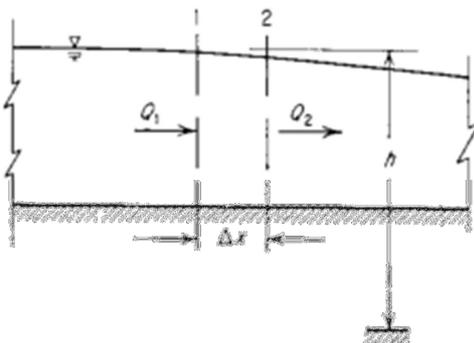


Figura 1 – Esboço para a definição da equação da continuidade

Sendo h a altura da superfície da água do volume de controle e o volume entre as seções 1 e 2 estão aumentando a uma taxa de $B \frac{\partial h}{\partial t} \Delta x$, onde B é a largura da superfície da água. Temos, a equação da continuidade é dada na sua forma diferencial por (Henderson, 1966):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

2.2 Equação da Quantidade de Movimento

O enunciado da equação da quantidade de movimento diz que o somatório das forças atuantes sobre um volume de controle é igual a soma da taxa da variação do momentum dentro do volume de controle e a taxa de efluxo de momentum resultante através da superfície de controle. (Henderson, 1966). Logo, a equação da quantidade de movimento é dada na sua forma diferencial por:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \left(\frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + S_f \right) = 0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

Onde: Q é a vazão (m^3/s); x é o comprimento longitudinal (m); t é o tempo (s); A é a área da seção transversal do fluxo (m^2); y é a profundidade da água no canal (m); S_0 é a declividade de fundo do canal (m/m); S_f é a declividade de linha de energia; e g é a aceleração da gravidade (m^2/s).

Segundo Cunge *et. al.*(1980) o sistema formado pelas equações da continuidade (equação 1) e da quantidade de movimento (equação 2) é conhecido como equações de Saint-Venant, nome este dado ao seu formulador. Se os termos de inercia na equação de Saint-Venant são desprezíveis, a equação será convertida em equação da onda difusiva, dada pela equação:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad \dots\dots\dots(3)$$

Onde: x (m) é a distância a jusante, t (s) de tempo, C ($m.s^{-1}$) e D ($m^2.s^{-1}$) são funções não lineares do descarga Q (x, t) ($m^3.s^{-1}$) e são geralmente conhecido como celeridade e difusividade, respectivamente.

3. METODOLOGIA

Para o cálculo da equação da onda difusiva foi utilizado o Método das Diferenças Finitas Implícitos. Mais especificamente, o Método de Crank-Nicolson, pelo fato deste método dispor de um tipo de discretização que garante a estabilidade numérica no processo de solução (Anderson *et. al.*,1984).

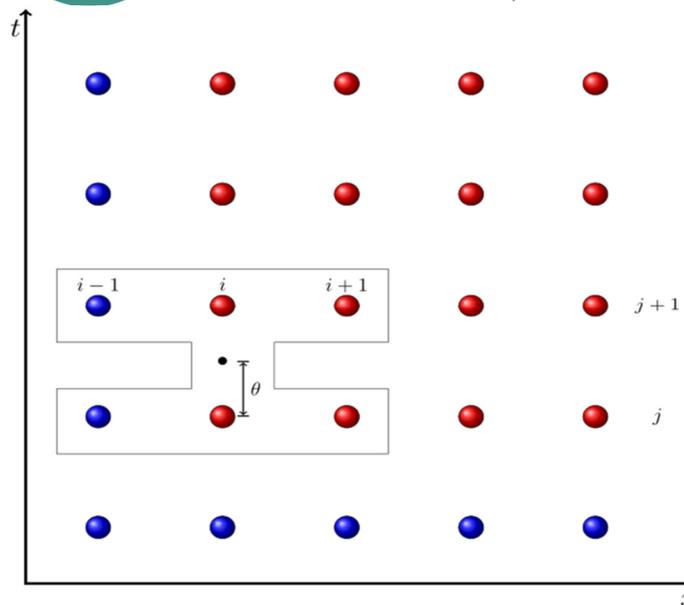


Figura 2 – Malha de discretização Método das Diferenças Implícitos - Método Crank-Nicolson

De acordo com a Figura 2, os pontos em vermelhos são os valores desconhecidos e os pontos em azuis são os valores conhecidos. As linhas são representadas pelo índice i e as colunas representadas pelo índice j . De acordo Gomes (2006) as derivadas discretizadas no tempo e no espaço são dadas:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \approx \frac{Q[i, j+1] - Q[i, j]}{\Delta t} \dots\dots\dots(4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} \approx \frac{1}{2} \left[\frac{Q[i+1, j+1] - Q[i-1, j+1]}{2\Delta x} + \frac{Q[i+1, j] - Q[i-1, j]}{2\Delta x} \right] \dots\dots\dots(5)$$

$$\frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \approx \frac{1}{2} \left[\frac{Q[i+1, j+1] - 2Q[i, j+1] + Q[i-1, j+1]}{\Delta x^2} + \frac{Q[i+1, j] - 2Q[i, j] + Q[i-1, j]}{\Delta x^2} \right] \dots\dots\dots(6)$$

Com o intuito, de resolver as equações diferenciais envolvidas no modelo matemático de propagação da onda difusiva, foi desenvolvido um programa computacional em linguagem FORTRAN 90. Assim, sendo possível calcular as variáveis pertinentes ao controle de escoamento de um fluido em um rio.

Para cada declividade do leito foi realizada uma simulação onde se variou o tempo de base da onda, com o intuito de estudar o comportamento do campo de escoamento, ou seja, onde esta variabilidade afeta os parâmetros hidráulicos como vazão e profundidade do mesmo.

Para cada simulação foi considerado como dados de entrada: um canal natural de seção retangular, comprimento igual a 50 km, largura de 50 m, número de Manning (n) de 0,01 e uma vazão inicial uniforme (Q_0) de 50 m³/s. A variação temporal da vazão é expressa pela função senoidal (CHAPRA, 1997):

$$Q = Q_0 \left(1 + k \cdot \text{sen} \frac{\pi t}{T} \right), \text{ para } 0 \leq t \leq T \quad (4.1)$$

e,

$$Q = Q_0, \text{ para } t \geq T \quad (4.2)$$

Para este trabalho as variáveis determinadas foram vazão e a profundidade da superfície livre da água no rio.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A primeira simulação foi realizada para o canal natural conforme descrito no item anterior. Para este cenário, a declividade foi de $S_0=0,001$ m/m e os tempos de base foram de 3600 s, 7200 s, 10800 s e 14400 s. Assim é possível, entender como a vazão e a profundidade da onda difusa se comporta ao longo do tempo de passagem no canal para os diferentes tempos de base.

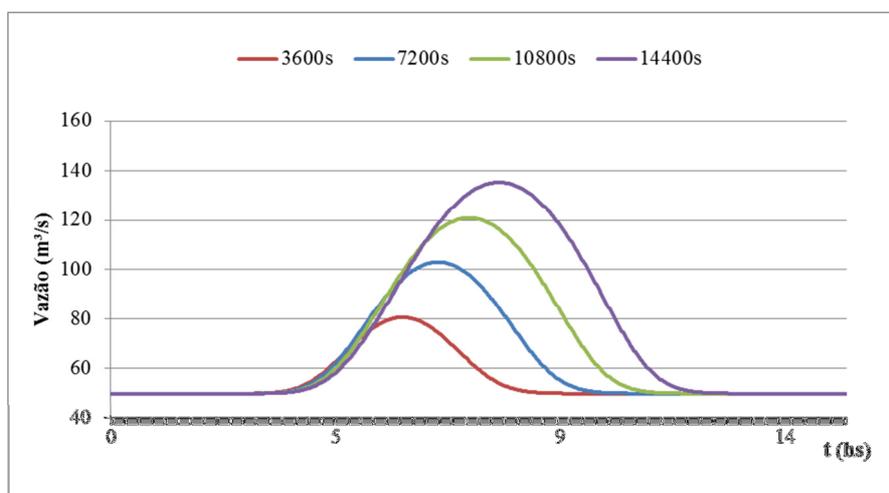


Figura 3 - Hidrograma para onda difusa, na seção 30 km e declividade 0,001 m/m, em função do tempo de base

Na Figura 3 é possível verificar, para os diferentes tempos de base, o amortecimento da onda difusa ao longo do tempo. A figura indica que o parâmetro tempo de base influencia na propagação da onda difusa. Quanto maior o tempo de base da onda difusa maior é pico de vazão dessa onda. Isto é, após decorrer certo tempo do início da precipitação, a vazão começa a elevar-se, até atingir seu valor máximo.

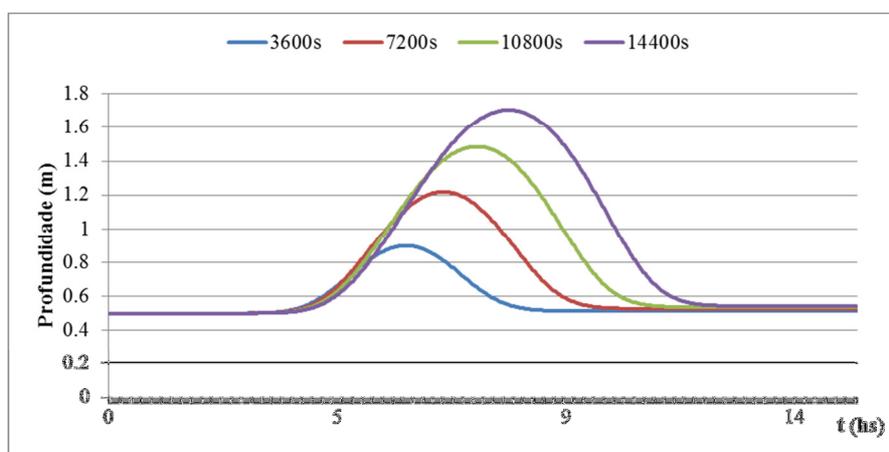


Figura 4 – Comportamento da profundidade, na seção 30 km e declividade 0,001 m/m, em função do tempo de base

O mesmo ocorre para a profundidade (Figura 4), onde o tempo de início da elevação do nível de água é o mesmo para os diferentes valores de tempo de base, até chegar ao seu nível máximo. Como a vazão é muito grande e a velocidade não aumenta na mesma proporção, a profundidade da linha d'água tende a aumentar.

As simulações a seguir foram feitas para o mesmo canal natural, variando apenas as declividades, conforme pode ser verificado nas Figuras 5 a 8.

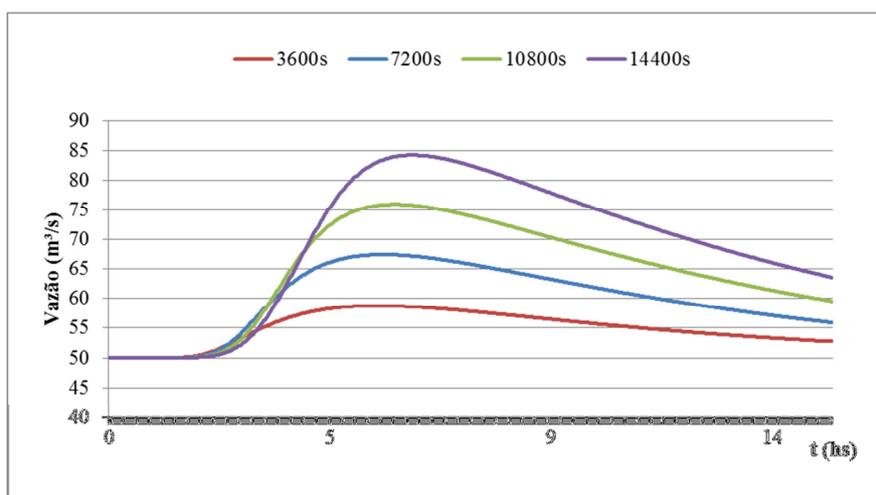


Figura 5 - Hidrograma para onda difusiva, na seção 30 km e declividade 0,0001 m/m, em função do tempo de base

A Figura 5 ilustra o comportamento da vazão de escoamento da onda difusiva, para quatro valores de tempo de base e uma declividade fixa. Comparando a Figura 5 com a Figura 3, temos um maior tempo de passagem pela extensão do rio e uma menor vazão, caracterizando que a onda difusiva é sensível ao parâmetro declividade.

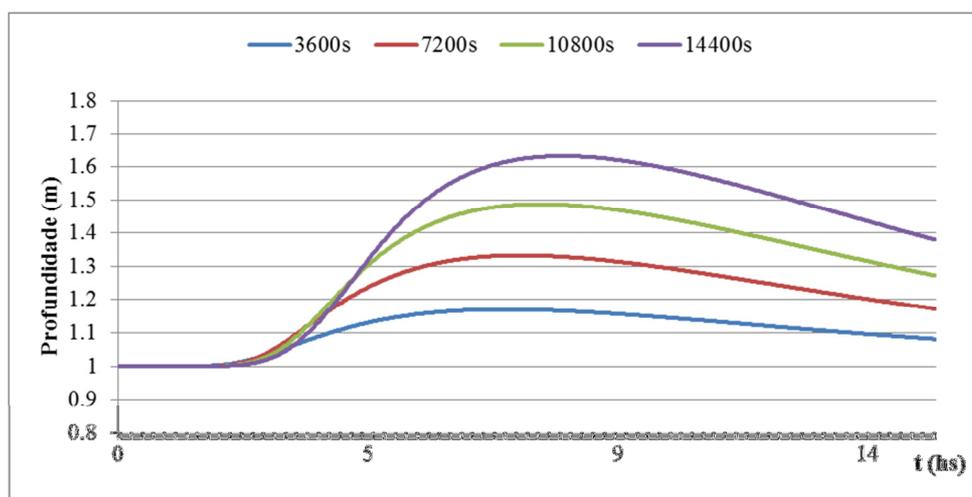


Figura 6 – Comportamento da profundidade, na seção 30 km e declividade 0,0001 m/m, em função do tempo de base

Na Figura 6, é possível averiguar o amortecimento no pico da onda para um valor de declividade menor. Devido ao efeito difusivo da onda difusiva temos que a onda de cheia se distribui ao longo do canal, reduzindo o impacto concentrado em uma única seção.

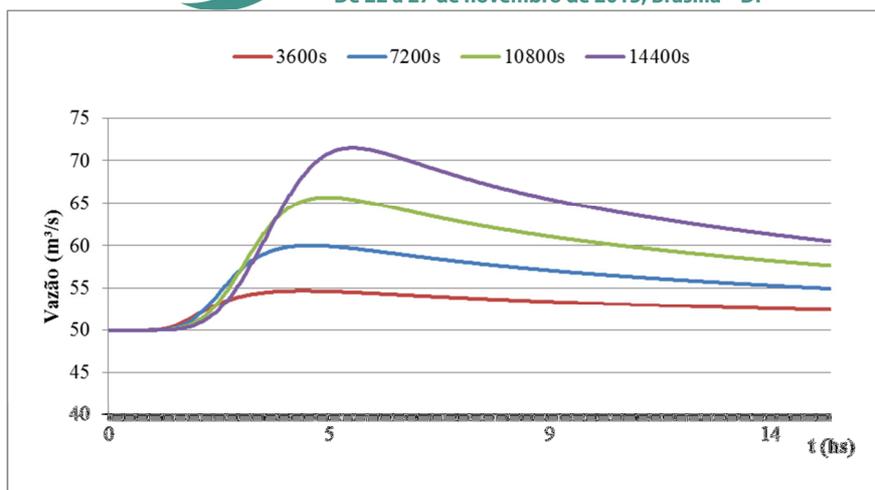


Figura 7 - Hidrograma para onda difusiva, na seção 30 km e declividade 0,00005 m/m, em função do tempo de base

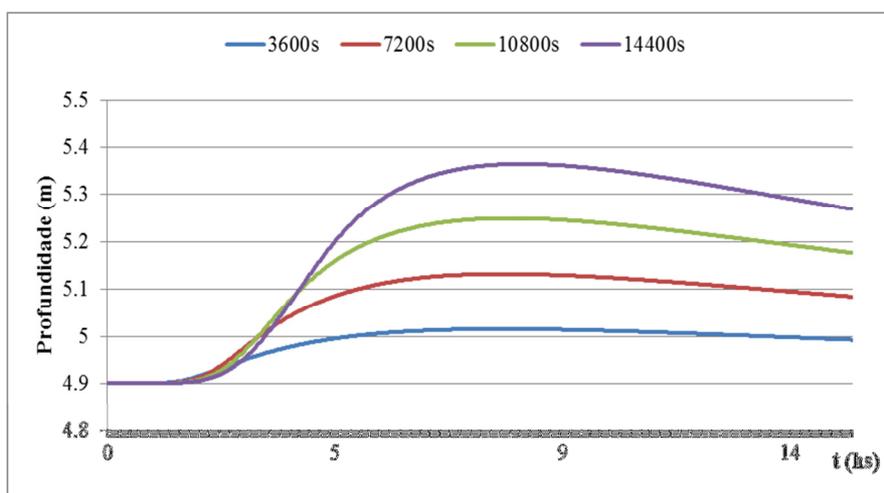


Figura 8 – Comportamento da profundidade, na seção 30 km e declividade 0,00005 m/m, em função do tempo de base

Na Figura 8 verifica-se que o pico de profundidade para uma declividade $S_0 = 0.00005$ é igual a 5,3 m enquanto que na Figura 6 com declividade $S_0 = 0.0001$ o pico da profundidade tem valor igual a 1,75 m. Assim, quanto maior a declividade menor será o nível da cota de água ao longo do canal. Isto ocorre devido às forças gravitacionais do escoamento atuarem de forma mais intensa.

5. CONCLUSÃO

O programa computacional desenvolvido para resolver equações difusivas, responde com eficiência aos objetivos da pesquisa, apresentando excelentes resultados para as mais diversas situações práticas encontradas no seu campo de trabalho.

Os resultados apresentaram que a declividade apresenta papel importante na propagação da onda difusiva. Os mesmos mostram que quanto menor o valor da declividade maior será a dispersão da onda ao longo da extensão do rio, já que quanto menor a declividade do leito do rio maior será tempo de passagem da onda, aumentando os riscos de enchentes.



REFERENCIAS

ANDRADE, C. F. (2006). *Estudo de planícies de inundação através da análise dos parâmetros hidráulicos do canal principal e sua influencia na avaliação do risco fuzzy de enchentes*. Tese – Universidade Federal do Ceará, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil - Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, pp 56-66.

ANDERSON, D. A.; TANNEHILL, J. C.; PLETCHER, R. H. (1984). *Computational Fluid Mechanics and Heat Transfer*. Hemisphere Publishing Corporation, 3, pp.63-65.

CUNGE, J. A., HOLLY, F.M.JR, AND VERWEY,A. (1980) “*Practical Aspects of Computational River Hydraulics*”. Pitman Publishing Ltd., London, UK. ISBN: 0273084429, 1, pp 7-23.

CHAPRA, S.C., *Surface Water-Quality Modeling*, McGraw-Hill, New York, N.Y., 1997

CHOW, Ven Te. *Open Channel Hydraulics*. 1st Ed., McGraw -Hill Book Co,New York, N.Y.,1959. 680p.

GOMES, V. U. (2006). *Estudo comparativo dos modelos da onda cinemática e da onda difusiva na análise de propagação de cheias, em função dos parâmetros hidráulicos da bacia*. Dissertação – Universidade Federal do Ceará, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil – Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, pp.47-49.

HENDERSON, F. M. (1966). *Open Channel Hydraulics*. 1st Ed., Mcmillan Publishing Co. Inc.,New York, N.Y.,1966. pp 4-7.

HORRITT, M. S.; BATES, P.D. (2001). “ *Predicting floodplain inundation: raster-based modelling versus the finite-element approach*”. Hydrological Processes, 15, pp. 825-842.

LAL, A. M. W.,(2005). *Performance Comparisons of Overland Flow Algorithms, South Florida Water Management District, Office of Modeling, “Regional Simulation Model (RSM)”*, Theory Manual, May 16, West Palm Beach, Florida 3340

LUO, Q. (2007). *A distributed surface flow model for watersheds with large water bodies and channel loops*. Journal of Hydrology 337, 172–186

MOUSSA, R., BOCQUILLON, C., (2008). *On the use of the diffusive wave for modeling extreme flood events with overbank flow in the floodplain*. Journal of Hydrology 374, 116–135

PORTO, R. M. (2006). *Hidráulica Básica*. Publicação EESC – USP,4° ed., p. 473.