

ESTIMATIVA DE ONDA DE CHEIA PROVENIENTE DE RUPTURA

HIPOTÉTICA DE BARRAGEM E SUA PROPAGAÇÃO

Júlio César Ezequiel da Costa

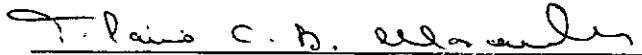
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE  
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE  
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO  
DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.) EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por :



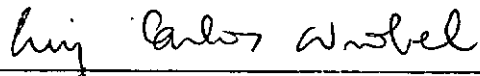
---

Prof. Rui Carlos Vieira da Silva  
(Presidente)



---

Prof. Flávio César B. Mascarenhas



---

Prof. Luiz Carlos Wrobel

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 1988

COSTA, JULIO CESAR EZEQUIEL DA

Estimativa de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem e sua propagação (Rio de Janeiro) 1988.

VII, 70 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1988)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Ruptura de barragens I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

A Wilson Ezequiel da Costa e  
Deloína Barbosa da Costa, meus  
pais.

Ao professor Rui Carlos Vieira da Silva, pela orientação e por sugestões dadas no desenvolver do trabalho.

Ao professor Flávio César Borba Mascarenhas, pelo estímulo e apoio nas fases de elaboração e final da tese.

Aos colegas da Divisão de Hidrometeorologia Operacional (OP/PE2) da Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), onde trabalha o autor, pelo constante incentivo e pela cessão de dados relativos ao aproveitamento hidrelétrico de Três Marias, assim como de seções transversais do rio São Francisco.

Ao pessoal da Biblioteca da Companhia Energética de Minas Gerais (CEMIG), pela diligência e presteza no fornecimento de publicações versando sobre o tema em questão.

Aos hidrólogos Danny L. Fread e Jonathan N. Wetmore, do National Weather Service (NWS), EUA, pelo fornecimento do modelo NWS SMPDBK em sua versão mais atualizada.

Ao professor Francisco Luiz Borges Silveira e à doutora Olga Maria Grincenkov Silveira, pela amizade e pelo apoio.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTIMATIVA DE ONDA DE CHEIA PROVENIENTE DE RUPTURA  
HIPOTÉTICA DE BARRAGEM E SUA PROPAGAÇÃO

Júlio César Ezequiel da Costa

abril de 1988

Orientador : Prof. Rui Carlos Vieira da Silva

Programa : Engenharia Civil

No presente trabalho faz-se a avaliação da situação crítica envolvendo a ruptura de uma barragem, com a formação de brecha no corpo da estrutura e a evolução da onda de cheia conseqüente em termos de vazão, nível e tempo de viagem em relação a seções transversais de jusante pré-fixadas. Duas abordagens de propagação da onda são contempladas e o caso teste utiliza dados do aproveitamento hidrelétrico de Três Marias, situado no rio São Francisco (MG), cujas finalidades são o amortecimento de cheias, a produção de energia elétrica e a manutenção da navegação.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

ESTIMATE OF FLOOD WAVE FROM A HYPOTHETICAL  
DAMBREAK AND ITS DOWNSTREAM ROUTING

Júlio César Ezequiel da Costa

April, 1988

Chairman: Prof. Rui Carlos Vieira da Silva

Department: Civil Engineering

This work presents an evaluation of a critical situation as a consequence of a dam break. There is a structure failure with a breach formation and a downstream outflow routing. This evaluation determines discharges, water levels and travel times in each fixed cross section of the river. The downstream routing is carried out by two different methods. A hypothetical failure of Três Marias dam in São Francisco river is studied and the final results are presented.

## ÍNDICE

Capítulos	Páginas
I - INTRODUÇÃO.....	1
II - REVISÃO DA LITERATURA E FUNDAMENTOS TEÓRICOS .....	3
II.1 - Abordagem segundo às equações completas de Saint-Venant .....	4
II.2 - Abordagem proposta por Fread e Wetmore .....	22
III - RESULTADOS .....	41
IV - DISCUSSÃO .....	60
V - CONCLUSÕES .....	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	64
Anexo 1 - Curvas adimensionais de propagação .....	67

CAPÍTULO IINTRODUÇÃO

A obtenção de energia elétrica a partir da energia potencial armazenada em volumes d'água represados é uma prática usual e mundialmente difundida. No Brasil o aproveitamento hidrelétrico pioneiro aconteceu com a instalação da usina de Marmelos, no rio Paraibuna, Juiz de Fora (MG). Com um enorme potencial hidráulico estimado em 150000 MW e uma capacidade instalada nominal de 43000 MW, muito há por se fazer no Brasil quanto à obtenção de energia hidrelétrica. Projetos grandiosos, a exemplo de Três Marias no rio São Francisco, em Três Marias, estado de Minas Gerais, com um volume armazenado de 19528 hm<sup>3</sup>, compõem um cenário inusitado em relação à situação natural outrora existente. As conseqüências da acumulação artificial de volumes d'água de tal envergadura têm sido objeto de estudo e de avaliação crítica. Em termos gerais, constata-se que a instalação de uma barragem no curso de um rio leva à regularização de suas vazões em maior ou menor grau, fomentando a fixação do homem e de atividades econômicas nas regiões ribeirinhas, já que cotas mais elevadas são atingidas com menor freqüência. No país há cursos d'água como o rio Grande, na bacia do rio Paraná, com um nível de regularização de quase 100%. Há vários casos de a vazão de restrição a jusante de reservatórios ser conseqüência da existência de cidades situadas às margens de rios. O crescimento desses núcleos urbanos vem a diminuir a flexibilidade de operação dos reservatórios.



O comprometimento estrutural de uma barragem e sua posterior ruptura podem acarretar casos fatais que envolvem prejuízos econômicos incalculáveis e vidas humanas inclusive, como resultado da propagação da onda de cheia, que nesses casos pode ter proporções descomunais. Inúmeros casos de ruptura de barragem encontram-se registrados nos anais brasileiros, a exemplo de Salles de Oliveira e Euclides da Cunha no rio Pardo, estado de São Paulo, em 1977. Essa situação limite pode-se dar com a ocorrência de afluições com tempo de recorrência muito elevado ou então por outros fatores a serem expostos posteriormente.

O estudo em questão não contempla a determinação dessas vazões afluentes, mas faz algumas considerações sobre o processo de formação da ruptura na estrutura. Em termos objetivos, o que se questiona é: uma vez ocorrida a ruptura da barragem, com a formação ou não da brecha na estrutura, qual será a evolução do pico da onda em termos de vazão, nível e tempo de viagem em relação a seções transversais de jusante pré-definidas?

CAPÍTULO IIREVISÃO DA LITERATURA E FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Apesar de as causas de ruptura da barragem não serem aqui analisadas, segundo JOHNSON e ILLES (1), num estudo envolvendo mais de 300 casos em todo o mundo, aproximadamente 35% dos desastres foram em resultado de vazões afluentes superiores à capacidade instalada de vertimento, 25% se deveram a problemas de fundação tais como infiltração, entubamento, excesso de pressão nos poros internos, enquanto os 40% restantes resultaram de causas diversas a exemplo de projetos e/ou construções inadequados, uso de materiais de qualidade inferior, ação de ondas e atos bélicos. Segundo LÔU (2), as causas de ruptura de barragem podem ser resumidas na Tabela 1, obtida a partir de diversas referências:

Causa da falha	Middlebrooks (1953)	Gruner (1967)	Takase (1967)	Babb e Mermel (1968)	USCOLD (1975)
vertedouro					
ou	30	23	28	36	38
galgamento					
entubamento	38	40	44	30	44
escorregamento	15	2	10	15	9
miscelânea	17	35	18	19	9

Tabela 1 - Causas de ruptura de barragem em porcentagem

A propagação de onda de cheia proveniente da ruptura de barragem é um exemplo clássico de escoamento não permanente muito rapidamente variado, com o avanço de uma frente de onda caracterizada sobretudo por um forte gradiente de pressão vertical. Nesse trabalho, duas abordagens distintas merecem destaque.

## II.1 - ABORDAGEM SEGUNDO AS EQUAÇÕES COMPLETAS DE SAINT-VENANT

Inicialmente considera-se a modelagem matemática da propagação da onda de ruptura de barragem pelas equações completas de Saint-Venant segundo os princípios de conservação de massa e de quantidade de movimento:

$$B \frac{\partial z}{\partial t} + Bv \frac{\partial z}{\partial x} + A \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial A}{\partial x} = q_l \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{q_l}{A} = g (S_o - S_f) \quad (2)$$

onde as variáveis representam as seguintes grandezas:

$h$  = profundidade de água da calha fluvial

$v$  = velocidade média de escoamento na seção transversal

$x$  = variável associada à direção do escoamento

$t$  = variável associada ao tempo decorrente do caráter não permanente do fenômeno

$g$  = aceleração da gravidade

$S_o$  = declividade média da calha fluvial

$S_f$  = declividade da linha da energia do escoamento

$z$  = altura da superfície livre em relação a um referencial horizontal

$B$  = largura da seção transversal à superfície livre

$A$  = área da seção transversal

As parcelas que aparecem nas equações estão associadas aos seguintes fatores:

$B \frac{\partial z}{\partial t}$  = taxa de elevação que representa a variação do armazenamento devida à elevação da superfície livre com o tempo

$Bv \frac{\partial z}{\partial x}$  = termo de armazenamento em prisma devido à variação da velocidade no espaço

$A \frac{\partial v}{\partial x}$  e  $v \frac{\partial A}{\partial x}$  = parcelas de armazenamento em cunha devidas às variações da velocidade e da área da seção transversal no espaço

$q_l$  = termo de influxo lateral associado à variação de massa no tempo e no espaço

$\frac{\partial v}{\partial t}$  = aceleração devida à variação do escoamento com o tempo

$v \frac{\partial v}{\partial x}$  = aceleração devida à variação da velocidade no espaço

$v \frac{q_l}{A}$  = aceleração devida ao influxo lateral

$gS_o$  = efeito da força gravitacional devido à declividade da calha fluvial

$gS_f$  = efeito das forças de atrito

$g \frac{\partial h}{\partial x}$  = efeito das forças de pressão

As equações (1) e (2) são conhecidas como equação da continuidade e equação dinâmica respectivamente ou simplesmente equações de Saint-Venant. Entretanto, a formulação anterior somente é válida nas regiões da onda de cheia onde não ocorre a formação de choque, já que nesse caso várias hipóteses para a dedução das mesmas são violadas.

Há basicamente dois enfoques para tratar do problema da frente de onda:

1) Métodos de pseudoviscosidade: esses métodos tratam de criar artifícios numéricos para representar a perda de energia no choque. Podem-se dar sob duas formas:

a) através da introdução de uma rugosidade artificial

b) através da introdução de uma perda de carga localizada

2) Ajuste matemático da onda de choque: sob esse enfoque há um tratamento matemático mais elaborado, onde se efetuam analogias com as equações da Aerodinâmica que governam a formação da onda de Mach nos escoamentos supersônicos, conhecidas como equações de Hugoniot-Rankine:

$$\dot{\xi} = \frac{A_1 v_1 - A_2 v_2}{A_1 - A_2} = \frac{dx_s}{dt} \quad (3)$$

$$v_1 = v_2 - (A_1 - A_2) \left( \frac{g}{A_1 - A_2} \frac{A_1 \bar{h}_1 - A_2 \bar{h}_2}{A_1 - A_2} \right)^{1/2} \quad (4)$$

onde:

$x_s$  = abscissa da seção transversal onde ocorre o choque

$\bar{h}_1$  e  $\bar{h}_2$  = centróides das áreas conjugadas  $A_1$  e  $A_2$  a montante e

a jusante do choque respectivamente

$v_1$  e  $v_2$  = velocidades da onda a montante e a jusante do choque respectivamente

$\xi$  = velocidade de propagação da frente de onda

Dentre os enfoques do primeiro tipo existentes, optou-se pelo acréscimo de um termo de perda de carga localizada  $S_{ce}$  ao termo de perda de carga por atrito  $S_f$  existente na equação dinâmica, conforme sugerido por FREAD (3):

$$S_{ce} = \frac{k (v_i^2 - v_{i+1}^2)}{2g\Delta x} \quad (5)$$

onde:

$v_i$  = velocidade do fluxo na seção transversal  $i$

$v_{i+1}$  = velocidade do fluxo na seção transversal  $i+1$

$k$  = coeficiente de proporcionalidade, cujo valor varia entre 0 e 1

$\Delta x$  = distância entre as seções transversais  $i$  e  $i+1$

Segundo MASCARENHAS e SILVA (4) é vantajosa a introdução da perda de carga localizada ao invés da introdução de rugosidade artificial pelos seguintes motivos:

a) a introdução da rugosidade artificial requer uma estimativa inicial da velocidade de propagação da frente de onda, podendo afetar a precisão dos resultados;

b) há um caráter mais geral na expressão (5), já que a  $d_i$

ferença nos quadrados das velocidades será muito pequena caso não haja a formação da frente de onda. Se por outro lado houver a formação da frente de onda, os valores de  $v_i$  e  $v_{i+1}$  serão bem diferentes e então a perda de carga localizada terá sua importância automaticamente acrescida a  $S_f$ .

Com a incorporação da perda de carga localizada  $S_{ce}$  ao termo de perda de carga por atrito  $S_f$ , a equação dinâmica torna-se:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{Q}{A} = g (S_o - S_f - S_{ce}) \quad (6)$$

As equações de Saint-Venant estão estruturadas algebricamente tal que  $x$  e  $t$  serão as variáveis independentes e que  $Q$  e  $z$  são as variáveis dependentes do sistema.

Relacionando a descarga líquida  $Q$  com a velocidade  $v$  e a área  $A$  da seção transversal com a elevação do nível d'água  $z$ , tem-se:

$$Q = A v \quad (7)$$

$$A(z) = a_0 + a_1 z + a_2 z^2 + \dots + a_n z^n \quad (8)$$

onde  $a_0, a_1, a_2, \dots, a_n$  são constantes de ajuste.

Fazendo também relação entre a área  $A$  da seção transversal e a profundidade  $h$ :

$$A(h) = b_0 + b_1 h + b_2 h^2 + \dots + b_n h^n \quad (9)$$

Daí, a largura da seção transversal à superfície livre será:

$$B = \frac{dA}{dh} \quad (10)$$

Como  $z = h + h_0$ , onde  $h_0$  é uma constante, tem-se:

$$B = \frac{d}{dh} \{a_0 + a_1(h + h_0) + a_2(h + h_0)^2 + \dots + a_n(h + h_0)^n\} \quad (11)$$

A hipótese de canal retangular se mostra bastante conveniente no estudo em questão, conforme se pode verificar no levantamento das seções transversais apresentadas nas Figuras 6.11 a 6.12. Isso redundará numa maior facilidade na manipulação do sistema de equações. Ao se considerar o canal principal do rio com seção transversal aproximadamente retangular com largura  $B$  e trabalhando com as equações em termos das incógnitas  $h$  e  $v$ , tem-se:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + v \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{q_l}{B} = 0 \quad (12)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{q_l}{A} - g(S_0 - S_f - S_{ce}) = 0 \quad (13)$$

para as equações da continuidade e dinâmica respectivamente.



As equações de Saint-Venant compõem um sistema que não admite solução analítica a não ser em casos muito simples e entre as soluções que as utilizam na forma completa optou-se pelo método implícito segundo o esquema de Preissmann. Como vantagem dos métodos implícitos sobre os métodos explícitos, pode-se ressaltar que os esquemas implícitos, apesar de mais complicados e de utilizarem mais tempo de computação, não são limitados pela condição de estabilidade.

O esquema de discretização proposto por Preissmann ao se considerar uma variável qualquer  $\alpha$  com derivadas em relação ao espaço  $x$  e ao tempo  $t$  é o seguinte:

$$\alpha = \frac{\theta}{2} (\alpha_{i+1}^{j+1} + \alpha_i^{j+1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (\alpha_{i+1}^j + \alpha_i^j) \quad (14)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial x} = \frac{\theta}{\Delta x} (\alpha_{i+1}^{j+1} - \alpha_i^{j+1}) + \frac{(1-\theta)}{\Delta x} (\alpha_{i+1}^j - \alpha_i^j) \quad (15)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} (\alpha_{i+1}^{j+1} - \alpha_{i+1}^j + \alpha_i^{j+1} - \alpha_i^j) \quad (16)$$

Através da Figura 1 tem-se a representação gráfica do esquema proposto. O parâmetro  $\theta$  de ponderação, cujo valor varia entre 0 e 1, dá maior peso às variáveis de ordem  $j + 1$  do que às variáveis de ordem  $j$  ao assumir valores maiores que 0,5 e vice-versa. No caminhamento do processo esse valor é ajustado no sentido de se conseguirem melhores aproximações para os resultados.

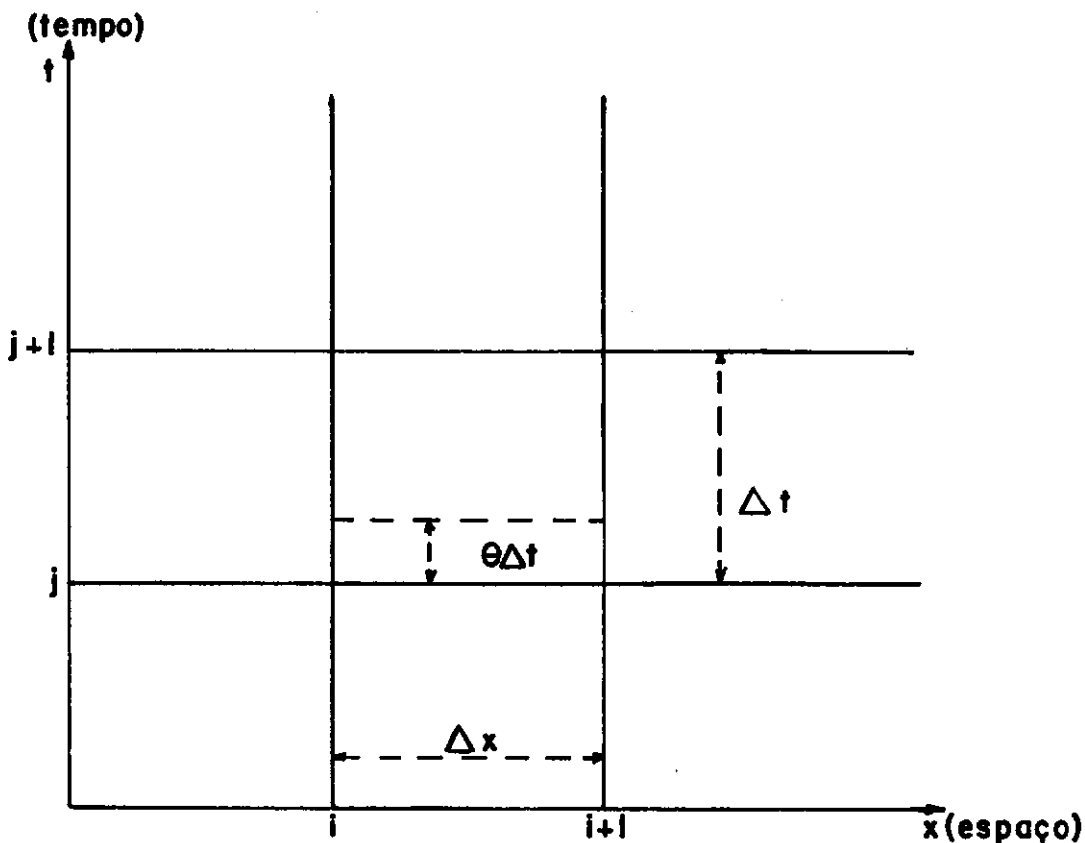


Figura 1: Representação gráfica do esquema de Preissmann

Ao se fazerem as substituições das discretizações de Preissmann nas equações de Saint-Venant e calculando-se o termo  $S_f$  segundo a equação de Manning, tem-se:

$$\frac{1}{2\Delta t} (h_{i+1}^{j+1} - h_{i+1}^j + h_i^{j+1} - h_i^j) + \left[ \frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_i^{j+1}) \right. \\ \left. + \frac{(1-\theta)}{2} (v_{i+1}^j + v_i^j) \right] \left[ \frac{\theta}{\Delta x} (h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}) \right]$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{(1 - \theta)}{\Delta x} (h_{i+1}^j - h_i^j) \Big] + \left[ \frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_i^{j+1}) \right. \\
& + \frac{(1 - \theta)}{2} (h_{i+1}^j + h_i^j) \Big] \left[ \frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_i^{j+1}) \right. \\
& + \frac{(1 - \theta)}{\Delta x} (v_{i+1}^j - v_i^j) \Big] - \frac{q_l}{B} = 0 \tag{17}
\end{aligned}$$

para a equação da continuidade é

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{2\Delta t} (v_{i+1}^{j+1} - v_{i+1}^j + v_i^{j+1} - v_i^j) + \left[ \frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_i^{j+1}) \right. \\
& + \frac{(1 - \theta)}{2} (v_{i+1}^j + v_i^j) \Big] \left[ \frac{\theta}{\Delta x} (v_{i+1}^{j+1} - v_i^{j+1}) \right. \\
& + \frac{(1 - \theta)}{\Delta x} (v_{i+1}^j - v_i^j) \Big] + g \left[ \frac{\theta}{\Delta x} (h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}) \right. \\
& + \frac{(1 - \theta)}{\Delta x} (h_{i+1}^j - h_i^j) \Big] + q_l \left[ \frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_i^{j+1}) \right.
\end{aligned}$$

$$+ \frac{(1 - \theta)}{2} (v_{i+1}^j + v_i^j) \left] \frac{1}{B \left[ \frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_i^{j+1}) + \frac{(1-\theta)}{2} (h_{i+1}^j + h_i^j) \right]} \right.$$

$$- g (S_o - S_f - S_{ce}) = 0 \quad (18)$$

para a equação dinâmica, onde:

$$S_f = n^2 \left[ \frac{\theta}{2} (v_{i+1}^{j+1} + v_i^{j+1}) + \frac{(1 - \theta)}{2} (v_{i+1}^j + v_i^j) \right]^2 \frac{1}{R^{4/3}} \quad (19)$$

e

$$R = \frac{B \left[ \frac{\theta}{2} (h_{i+1}^{j+1} + h_i^{j+1}) + \frac{(1 - \theta)}{2} (h_{i+1}^j + h_i^j) \right]}{B + \theta (h_{i+1}^{j+1} + h_i^{j+1}) + (1 - \theta) (h_{i+1}^j + h_i^j)} \quad (20)$$

e

$$S_{ce} = \frac{k}{2g\Delta x} \left[ (v_i^j)^2 - (v_{i+1}^j)^2 \right] \quad (21)$$

i refere-se ao espaço e j refere-se ao tempo.

Para um instante  $t = j$  de cálculo, as incógnitas envolvidas, que são as que possuem índice superior  $j + 1$ , são:

- seção transversal  $i = 0$

$$h_1^{j+1}, v_0^{j+1}, v_1^{j+1}$$

$h_0^{j+1}$  não é incógnita porque é condição de fronteira de montante

- seção transversal  $i$  qualquer

$$h_i^{j+1}, h_{i+1}^{j+1}, v_i^{j+1}, v_{i+1}^{j+1}$$

- seção transversal  $i = N - 2$

$$h_{N-2}^{j+1}, h_{N-1}^{j+1}, v_{N-2}^{j+1}, v_{N-1}^{j+1}$$

Ou seja, considerando-se um total de  $N$  seções transversais de cálculo e fazendo a seção transversal inicial de ordem  $i = 0$ , a última seção será de ordem  $i = N - 1$ ; portanto, a penúltima será de ordem  $i = N - 2$ .

As incógnitas agrupadas em conjuntos de alturas  $h$  e velocidades  $v$  são as seguintes:

- alturas

$$h_1^{j+1}, h_2^{j+1}, \dots, h_i^{j+1}, \dots, h_{N-1}^{j+1}$$

totalizando  $N - 1$  incógnitas

- velocidades

$$v_0^{j+1}, v_1^{j+1}, v_2^{j+1}, \dots, v_i^{j+1}, \dots, v_{N-1}^{j+1}$$

totalizando  $N$  incógnitas

A soma final contabiliza portanto  $(2N - 1)$  incógnitas. Quanto ao número de equações, com  $i$  variando de  $0$  a  $N - 2$  têm-se  $2(N - 1) = 2N - 2$  equações, já que para cada  $i$  há uma equação de continuidade e uma equação dinâmica. A totalização de  $2N - 1$  equações se dá considerando a curva-chave  $C_c(h_{N-1}^{T-1}, v_{N-1}^{T-1})$  na seção transversal de fronteira de jusante.  $T$  é a duração da simulação, em intervalos de tempo. Essa curva-chave tem em geral a seguinte forma:

$$Q = a h^b \quad (22)$$

ou

$$v_{N-1}^{T-1} A(h_{N-1}^{T-1}) - a (h_{N-1}^{T-1})^b = 0 \quad (22a)$$

onde  $A(h)$  é a área da seção transversal em função da altura  $h$  e os parâmetros  $a$  e  $b$  são os coeficientes da curva-chave.

Portanto, uma vez igualado o número de equações ao número de incógnitas, para cada instante de cálculo  $j$  resolve-se um sistema de equações simultâneas e não linear de ordem  $(2N - 1)$

para as seções transversais  $i$  variando de 0 a  $N - 1$ .

Adotou-se o método de Newton-Raphson na resolução do sistema  $(2N - 1) \times (2N - 1)$  a cada instante de cálculo  $j$ . Segundo esse método, arbitram-se valores para as condições iniciais de  $h$  e  $v$  no instante  $j = 0$  e adotam-se para valores das incógnitas num instante  $j$  qualquer os valores obtidos no instante anterior  $j - 1$ . Para escoamentos muito rapidamente variados, a taxa rápida na variação de  $h$  pode conduzir o método de Newton-Raphson a um número grande de ciclos. Ao se fazerem as substituições dos valores arbitrados nas equações discretizadas num total de  $(2N - 1)$  equações, são obtidos valores diferentes de zero e que podem ser encarados como resíduos, mas que deveriam ser nulos para satisfação da identidade do sistema.

O processo iterativo proposto por Newton-Raphson relaciona os resíduos com os valores das incógnitas em dois ciclos consecutivos de iteração.

A seqüência de resolução do sistema em etapas é a seguinte:

seja um sistema não linear representado pelas equações:

$$U_1(\underline{x}) = 0, U_2(\underline{x}) = 0, \dots, U_i(\underline{x}) = 0, \dots, U_n(\underline{x}) = 0$$

onde  $\underline{x}$  é o vetor das incógnitas:

$$\underline{x} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$$

Os valores em dois ciclos de iteração estão relacionados por:

$$\underline{\tilde{x}}^{(k+1)} = \underline{\tilde{x}}^{(k)} + \underline{\tilde{v}}^{(k)} \quad (23)$$

onde o vetor  $\underline{\tilde{v}}^{(k)}$  representa a relação entre o vetor de resíduos e o Jacobiano  $J$  do sistema:

$$\underline{\tilde{v}}^{(k)} = - \frac{U(\underline{\tilde{x}}^{(k)})}{J(\underline{\tilde{x}}^{(k)})} \quad (24)$$

e

$$J(\underline{\tilde{x}}^{(k)}) = \left[ \frac{\partial U_i}{\partial x_j}(\underline{\tilde{x}}^{(k)}) \right] \quad (25)$$

Então o sistema linear representado pela equação (23) pode ser escrito da seguinte forma:

$$J(\underline{\tilde{x}}^{(k)}) \underline{\tilde{dx}} = - U(\underline{\tilde{x}}^{(k)}) \quad (26)$$

onde:

$$\underline{\tilde{dx}} = \underline{\tilde{x}}^{(k+1)} - \underline{\tilde{x}}^{(k)}$$

O sistema pode ser resolvido iterativamente até que os valores dos resíduos sejam reduzidos a uma tolerância previamente estabelecida.



Passa-se agora à estruturação da forma geral da matriz jacobiana para um dado instante  $j$  de cálculo. Chamando de  $F_i^j$  e  $G_i^j$  as equações da continuidade e dinâmica respectivamente avaliadas no tempo  $j$  e na seção transversal  $i$ , a matriz jacobiana em sua forma geral apresenta o aspecto da Figura 2. Essa matriz tem como característica o fato de as incógnitas não aparecerem em todas as equações. As mesmas incógnitas aparecem no máximo em quatro equações para dois valores consecutivos de  $i$ . Portanto, para as outras equações as derivadas em relação às incógnitas são nulas e a matriz  $\underline{J}$  é em banda, excetuando-se o caso de junções. Os elementos nulos dessa matriz até a penúltima linha são:

$$\frac{\partial U_L^j}{\partial x_m^{j+1}} = 0 \quad L > m$$

$$\frac{\partial U_L^j}{\partial x_m^{j+1}} = 0 \quad L \leq m - 2$$

Na última linha da matriz  $\underline{J}$  apenas os dois últimos elementos não serão nulos, uma vez que a condição de contorno curva-chave se refere à seção transversal de ordem  $N - 1$ :

$$\frac{\partial C_c}{\partial h_{N-1}^{j+1}} \neq 0$$

$$\frac{\partial C_c}{\partial v_{N-1}^{j+1}} \neq 0$$

$$\begin{array}{cccccccc}
 \frac{\partial F_o^j}{\partial v_o^{j+1}} & \frac{\partial F_o^j}{\partial h_1^{j+1}} & \frac{\partial F_o^j}{\partial v_1^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_o^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial F_o^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_o^j}{\partial h_{N-1}^{j+1}} & \frac{\partial F_o^j}{\partial v_{N-1}^{j+1}} \\
 \frac{\partial G_o^j}{\partial v_o^{j+1}} & \frac{\partial G_o^j}{\partial h_1^{j+1}} & \frac{\partial G_o^j}{\partial v_1^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_o^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial G_o^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_o^j}{\partial h_{N-1}^{j+1}} & \frac{\partial G_o^j}{\partial v_{N-1}^{j+1}} \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\
 \frac{\partial F_i^j}{\partial v_o^{j+1}} & \frac{\partial F_i^j}{\partial h_1^{j+1}} & \frac{\partial F_i^j}{\partial v_1^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_i^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial F_i^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_i^j}{\partial h_{N-1}^{j+1}} & \frac{\partial F_i^j}{\partial v_{N-1}^{j+1}} \\
 \frac{\partial G_i^j}{\partial v_o^{j+1}} & \frac{\partial G_i^j}{\partial h_1^{j+1}} & \frac{\partial G_i^j}{\partial v_1^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_i^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial G_i^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_i^j}{\partial h_{N-1}^{j+1}} & \frac{\partial G_i^j}{\partial v_{N-1}^{j+1}} \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\
 \frac{\partial F_{N-2}^j}{\partial v_o^{j+1}} & \frac{\partial F_{N-2}^j}{\partial h_1^{j+1}} & \frac{\partial F_{N-2}^j}{\partial v_1^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_{N-2}^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial F_{N-2}^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial F_{N-2}^j}{\partial h_{N-1}^{j+1}} & \frac{\partial F_{N-2}^j}{\partial v_{N-1}^{j+1}} \\
 \frac{\partial G_{N-2}^j}{\partial v_o^{j+1}} & \frac{\partial G_{N-2}^j}{\partial h_1^{j+1}} & \frac{\partial G_{N-2}^j}{\partial v_1^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_{N-2}^j}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial G_{N-2}^j}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial G_{N-2}^j}{\partial h_{N-1}^{j+1}} & \frac{\partial G_{N-2}^j}{\partial v_{N-1}^{j+1}} \\
 \frac{\partial C_c}{\partial v_o^{j+1}} & \frac{\partial C_c}{\partial h_1^{j+1}} & \frac{\partial C_c}{\partial v_1^{j+1}} & \dots & \frac{\partial C_c}{\partial h_{i+1}^{j+1}} & \frac{\partial C_c}{\partial v_{i+1}^{j+1}} & \dots & \frac{\partial C_c}{\partial h_{N-1}^{j+1}} & \frac{\partial C_c}{\partial v_{N-1}^{j+1}}
 \end{array}$$

Figura 2 - Matriz jacobiana em sua forma geral

Os elementos do vetor de resíduos  $\underline{U}(x^{(k)})$  são obtidos avaliando-se a equação da continuidade F ou a dinâmica G com valores de h e v que sejam incôgnitas na seção transversal da ordem do índice inferior de F ou G, dependendo da linha, ou seja:

$$\underline{U} = \begin{bmatrix} U_0^F \\ U_0^G \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ U_i^F \\ U_i^G \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ U_{N-2}^F \\ U_{N-2}^G \\ U_c^C \end{bmatrix}$$

onde:

$U_0^F$  = avaliação da equação da continuidade discretizada com os valores arbitrados para as incôgnitas  $v_0^{j+1}$ ,  $h_1^{j+1}$  e  $v_1^{j+1}$ , já que  $h_0^{j+1}$  é conhecido

$U_0^G$  = avaliação da equação dinâmica discretizada com os valores

arbitrados para as incógnitas  $v_0^{j+1}$ ,  $h_1^{j+1}$  e  $v_1^{j+1}$

$U_i^F$  = avaliação da equação da continuidade discretizada com os valores arbitrados para as incógnitas  $h_i^{j+1}$ ,  $v_i^{j+1}$ ,  $h_{i+1}^{j+1}$  e  $v_{i+1}^{j+1}$

$U_i^G$  = avaliação da equação dinâmica discretizada com os valores arbitrados para as incógnitas  $h_i^{j+1}$ ,  $v_i^{j+1}$ ,  $h_{i+1}^{j+1}$  e  $v_{i+1}^{j+1}$

$U_{N-2}^F$  = avaliação da equação da continuidade discretizada com os valores arbitrados para as incógnitas  $h_{N-2}^{j+1}$ ,  $v_{N-2}^{j+1}$ ,  $h_{N-1}^{j+1}$  e  $v_{N-1}^{j+1}$

$U_{N-2}^G$  = avaliação da equação dinâmica discretizada com os valores arbitrados para as incógnitas  $h_{N-2}^{j+1}$ ,  $v_{N-2}^{j+1}$ ,  $h_{N-1}^{j+1}$  e  $v_{N-1}^{j+1}$

$U^{Cc}$  = avaliação da curva-chave utilizando-se os valores arbitrados para as incógnitas  $h_{N-1}^{j+1}$  e  $v_{N-1}^{j+1}$

Os elementos da matriz são obtidos derivando-se as equações discretizadas da continuidade e dinâmica e a curva-chave em relação a cada uma das incógnitas citadas. Nessa formulação as derivadas a serem desenvolvidas são:

$$\frac{\partial F}{\partial v_i^{j+1}}, \frac{\partial F}{\partial h_i^{j+1}}, \frac{\partial F}{\partial v_{i+1}^{j+1}}, \frac{\partial F}{\partial h_{i+1}^{j+1}}, \frac{\partial G}{\partial v_i^{j+1}}, \frac{\partial G}{\partial h_i^{j+1}}, \frac{\partial G}{\partial v_{i+1}^{j+1}}, \frac{\partial G}{\partial h_{i+1}^{j+1}}, \frac{\partial C_c}{\partial v_{N-1}^{j+1}}$$

$$\text{e } \frac{\partial C_c}{\partial h_{N-1}^{j+1}}$$

A abordagem anterior é a feita por MASCARENHAS (5).

## II.2 - ABORDAGEM PROPOSTA POR FREAD E WETMORE

A segunda abordagem refere-se aos estudos de FREAD e WETMORE (6), onde algumas hipóteses simplificadoras foram assumidas para a aplicação da metodologia de cálculo de propagação de cheia resultante da ruptura de barragem:

(a) aproximação da geometria da calha fluvial a jusante da barragem à de um canal artificial prismático. Na verdade, essa suposição pode ou não constituir-se numa aproximação, já que a maioria das seções transversais naturais pode ser tratada em termos numéricos como se fosse de forma geometricamente regular;

(b) os efeitos de armazenamento fora da calha e de remanso são desprezados;

(c) o processo de evolução e formação total da brecha na barragem não é avaliado, o que não constitui objetivo do trabalho, mas sim a propagação exclusiva do hidrograma proveniente da ruptura.

A primeira hipótese é vantajosa no sentido de dar um tratamento unificado a todas as seções transversais pré-selecionadas e a segunda hipótese atua em favor da segurança, uma vez

que a expectativa é de haver superestimativa de vazões de pico, com risco, entretanto, de haver superdimensionamento de obras de proteção.

Inicialmente FREAD e WETMORE (6) supõem que a ruptura da barragem tenha originado uma brecha de formato retangular, conforme Figura 3, cuja defluência aproxima-se ao fluxo sobre um vertedouro de parede espessa.

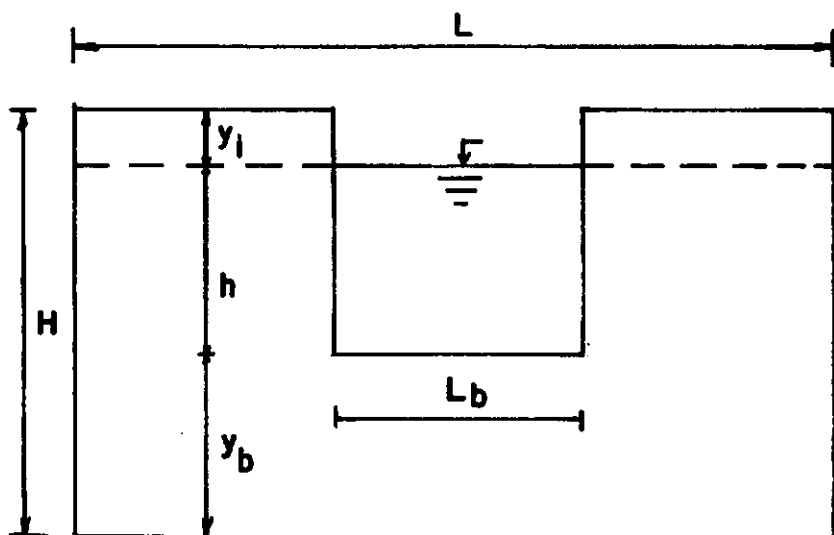


Figura 3 - Geometria da brecha

Portanto, o cálculo da máxima defluência se dá da seguinte forma, conforme NEVES (7):

$$Q_b = 3,1 L_b h^{1,5} \quad (27)$$

onde:

$L_b$  = largura da brecha

$h$  = carga hidráulica sobre a brecha

Para barragens de terra, a largura da brecha completamente formada tende a ter de uma a três vezes a altura da barragem, limitando-se à largura total da barragem, segundo FRENCH (8). A formação da brecha demanda um tempo que pode variar de poucos minutos a algumas horas. Isso vai depender da altura da barragem, da qualidade dos materiais usados, do grau de compactação, da magnitude e duração do processo de esvaziamento do volume d'água armazenado além da natureza da ruptura. SINGH e SCARLATOS (9) analisam a questão da ruptura gradual de barragens de terra usando a equação de balanço hídrico e uma relação entre taxa de erosão e características do fluxo. A erosão da brecha é assumida como sendo uma função linear ou quadrática da velocidade média do fluxo defluente. Entre os 33 casos históricos por eles registrados, o tempo de ruptura variou de meia hora a doze horas, enquanto a maioria dos casos - 29 - registrou um tempo menor ou igual a três horas.

Barragens de concreto-gravidade tendem a se romper por etapas, quando uma ou mais seções monolíticas formadas durante a construção são forçadas pela água. O tempo requerido para a formação da brecha nesse caso está na faixa de poucos minutos.

Barragens de concreto em arco podem admitir ruptura completa e instantânea.

Pela abordagem de FREAD e WETMORE (6) a obtenção do tempo de formação da brecha até o estágio final se dá partindo do princípio de que o volume d'água liberado é igual ao produto

da área superficial do reservatório pela integral da depleção instantânea  $y_i$  sobre a variação total  $y_t$  do nível do reservatório, ou seja:

$$3,1 L_b \int_0^{t_r} h^{1,5} dt = A_s \int_0^{y_i} dy_i \quad (28)$$

onde:

$L_b$  = largura da brecha (ft)

$h$  = carga hidráulica sobre a brecha (ft)

$A_s$  = área da superfície do reservatório (ft<sup>2</sup>)

$y_i$  = depleção instantânea sobre a depleção total  $y_t$  no nível do reservatório (ft)

$t_r$  = tempo que vai do início de formação da brecha até a ruptura total (s)

Expressando a carga hidráulica  $h$  em função da depleção instantânea  $y_i$ :

$$h = (H - y_b) - y_i \quad (29)$$

onde:

$y_b$  = altura instantânea da base da brecha

Segundo FREAD e WETMORE (6) a expressão (29) pode ser representada aproximadamente por:

$$h = \frac{1}{\alpha} (H - y_i) \quad (30)$$



onde:

$\alpha$  = coeficiente empírico que corrige a aproximação inerente a essa equação

Substituindo a equação (30) na equação (28):

$$\frac{3,1L_b}{\alpha} \int_0^{t_r} (H - y_i)^{1,5} dt = A_s \int_0^{y_t} dy_i \quad (31)$$

A solução dentro dos limites de integração é:

$$t_r = \frac{2A_s \alpha}{3,1L_b} \left( \frac{1}{\sqrt{H - y_t}} - \frac{1}{\sqrt{H}} \right) \quad (32)$$

Fazendo  $\alpha = 3$  por sugestão de FREAD (10) e substituindo-se na equação (32), tem-se:

$$t_r = \frac{1,94A_s}{L_b} \left( \frac{1}{\sqrt{H - y_t}} - \frac{1}{\sqrt{H}} \right) \quad (33)$$

Daí tem-se a expressão da máxima carga hidráulica  $h_{\max}$  atuando sobre a brecha:

$$H - y_t = h_{\max} = \left( \frac{1,94A_s / L_b}{t_r + (1,94A_s / (L_b \sqrt{H}))} \right)^2 \quad (\text{ft}) \quad (34)$$

Substituindo a equação (34) na equação (27), tem-se a máxima defluência através da brecha:

$$Q_{b_{\max}} = 3,1L_b \left( \frac{1,94A_s / L_b}{t_r + (1,94A_s / (L_b \sqrt{H}))} \right)^3 \quad (\text{ft}^3/\text{s}) \quad (35)$$

Nos casos em que a ruptura da barragem se dá muito rapidamente, a formação de uma onda negativa no reservatório pode afetar substancialmente a defluência através da brecha. Então, há necessidade de se fazer outra estimativa do pico da defluência. A condição limite é:

$$t_r \text{ (min)} < 0,001H \text{ (ft)}$$

Então:

$$Q_{b_{\max}} = 3,1L_b I_v I_n H^{1,5} \quad (36)$$

onde:

$$I_v = \left[ 1,0 + 0,148 \left( \frac{L_b}{L} \right) (\beta + 1)^2 - 0,083 \left( \frac{L_b}{L} \right)^3 (\beta + 1)^{5/2} \right]^{3/2}$$

$$I_n = \left[ 1,0 - 0,5467 \left( \frac{L_b}{L} \right) (\beta + 1)^{1/2} + 0,2989 \left( \frac{L_b}{L} \right)^2 (\beta + 1)^{1/4} - 0,1634 \left( \frac{L_b}{L} \right)^3 (\beta + 1)^{1/8} + 0,0893 \left( \frac{L_b}{L} \right)^4 (\beta + 1)^{1/16} - 0,0486 \left( \frac{L_b}{L} \right)^5 (\beta + 1)^{1/32} \right]^{3/2}$$

e:

L = largura do topo do vale na altura da crista da barragem

$\beta$  = coeficiente de ajuste do canal, calculado conforme o método

do a seguir

O passo posterior ao cálculo da defluência máxima é a determinação da altura máxima  $h_{\max}$  imediatamente a jusante da barragem. Essa verificação requer o ajuste das seções transversais de jusante segundo uma equação da forma  $L = k h^\beta$ , onde  $k$  e  $\beta$  são coeficientes de ajuste calculados segundo o Método dos Mínimos Quadrados:

$$\beta = \frac{\Sigma (\log h_i) (\log L_i) - (\Sigma \log h_i) (\Sigma \log L_i) / I}{\Sigma (\log h_i)^2 - (\Sigma \log h_i)^2 / I} \quad (37)$$

$$\log k = \Sigma \log L_i / I - \beta (\Sigma \log h_i)^2 / I \quad (38)$$

Os logaritmos são decimais;  $L_i$  é a largura associada à profundidade  $h_i$  e  $I$  é o número total de larguras.

O parâmetro  $h_v$  eventualmente será empregado no caso de rios com margens íngremes. Esse parâmetro define a cota a partir da qual a geometria do canal não mais segue a relação anteriormente descrita, conforme Figura 4:

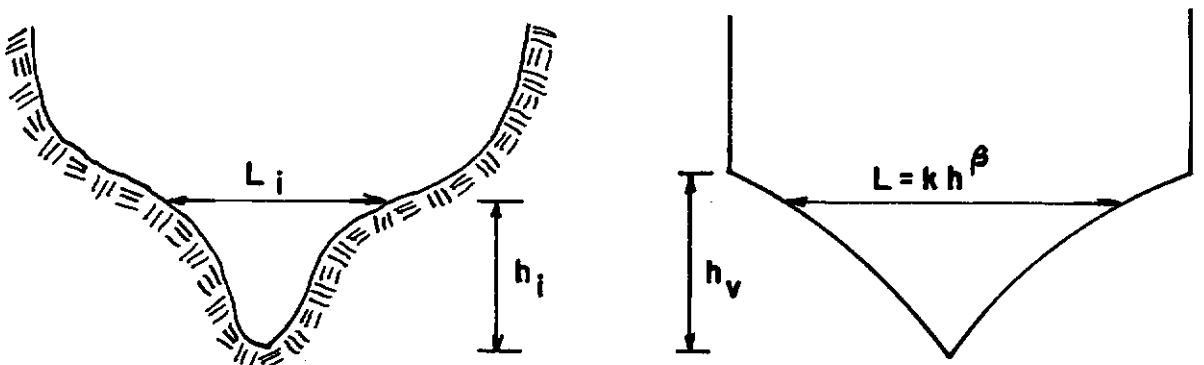


Figura 4 - Definição de parâmetros relativos à geometria do

canal

Após a obtenção dos parâmetros  $k$  e  $\beta$  para a seção transversal frontal à barragem, a defluência  $Q_v$  que produz a altura  $h_v$  deve ser avaliada e comparada com  $Q_{b_{\max}}$  para determinar se a altura máxima  $h_{\max}$  é maior ou menor que  $h_v$ . A vazão  $Q_v$  é calculada usando-se a equação de Manning:

$$Q_v = \frac{\phi}{n} S^{1/2} \frac{k}{(\beta + 1)^{5/3}} h_v^{(\beta + 5/3)} \quad (39)$$

onde:

$\phi = 1,49$  no sistema inglês de unidades

$\phi = 1$  no sistema internacional de unidades

Se  $Q_v$  é maior que  $Q_{b_{\max}}$ ,  $h_v$  deve ser maior que  $h_{\max}$  e  $h_{\max}$  é calculado segundo a relação:

$$h_{\max} = \left( \frac{Q_{b_{\max}}}{a} \right)^{1/b} \quad (40)$$

onde:

$$a = \frac{\phi}{n} S^{1/2} \frac{k}{(\beta + 1)^{5/3}} \quad (41)$$

$$b = \beta + 5/3 \quad (42)$$

$\phi$  foi definido acima;  $S$  é a declividade do canal imediatamente a jusante da barragem.

Se  $Q_v$  é menor que  $Q_{b_{\max}}$ ,  $h_v$  deve ser menor que  $h_{\max}$  e  $h_{\max}$  é calculado segundo a relação:

$$h_{\max} = \rho(Q_{b_{\max}})^{3/5} + \gamma h_v \quad (43)$$

onde:

$$\rho = \left( \frac{1}{a(\beta + 1)^{5/2} h_v^\beta} \right)^{5/3} \quad (44)$$

$$\gamma = \frac{\beta}{\beta + 1} \quad (45)$$

O coeficiente  $a$  é calculado conforme a equação (41).

A seguir é feito um teste para verificar se há necessidade de se utilizar um fator de correção no caso de afogamento da defluência. Essa condição se verifica quando:

$$h_{\max} > 0,67h_{cb} \quad (46)$$

onde:

$h_{cb}$  = carga hidráulica atuando sobre a brecha

Se  $h_{\max} > 0,67h_{cb}$ , o fator de correção devido ao afogamento é calculado como se segue:

$$k_{af}^* = 1 - 27,8 \left( \frac{h_{\max}}{h_{cb}} - 0,67 \right)^3 \quad (47)$$

$k_{af}^*$  é usado no cálculo do fator médio de correção de afogamen-

to:

$$k_{af}^k = \frac{k_{af}^* + k_{af}^{k-1}}{2} \quad (48)$$

onde:

$$k = 1, 2, 3, \dots$$

$$k_{af}^0 = 1$$

A defluência corrigida da brecha será:

$$Q_b^k = k_{af}^k Q_{max}^{k-1} \quad (49)$$

O valor corrigido da defluência  $Q_b^k$  é então comparado com  $Q_v$  e uma nova estimativa da altura  $h_{max}^k$  é feita segundo as equações (40) ou (43). Uma nova estimativa de  $h_{cb}$  é feita, já que há um decréscimo da vazão através do fluxo:

$$h_{cb}^k = h_{cb}^{k-1} + (Q_b^{k-1} - Q_b^k) \frac{t_r}{2A_s} \quad (50)$$

Uma nova relação  $h_{max}^k / h_{cb}^k$  é usada na equação (47) para cálculo de um novo fator de correção de afogamento. Se o pico defluente máximo da equação (49) é significativamente diferente do valor computado na iteração anterior, o processo é repetido.

A etapa posterior do processo é a propagação para jusante da onda de cheia oriunda da ruptura da barragem. Pela abordagem de FREAD e WETMORE (6) são utilizadas curvas adimensionais

de propagação obtidas após numerosas execuções do modelo NWS DAMBRK (Dam Break Flood Forecasting Model), desenvolvido no âmbito do National Weather Service, EUA. Essas curvas encontram-se agrupadas em famílias baseadas no número de Froude associado ao pico da onda de cheia, conforme Anexo 1. Inicialmente é necessário que se faça a determinação de alguns parâmetros de propagação e que a calha fluvial de jusante seja descrita como um prisma no estirão que vai da barragem ao primeiro ponto de propagação. Isso requer que se faça a redução dos dados de largura versus elevação para as duas primeiras seções transversais. Esses dados são reduzidos a largura versus altura, subtraindo-se a elevação do canal da elevação associada a cada largura numa dada seção transversal. Após a redução, uma seção transversal média pode ser determinada conforme o seguinte algoritmo, onde para cada altura  $h_i$  a largura média  $\bar{L}_i$  é dada pela relação:

$$\bar{L}_i = \frac{L_{i,1} + L_{i,2}}{2} \quad (51)$$

onde:

$h_i$  =  $i$ -ésima profundidade ( $i = 1, 2, 3, \dots, I$  ( $I$  = número de larguras por seção transversal))

$L_{i,j}$  =  $i$ -ésima largura (correspondente à  $i$ -ésima profundidade  $h_i$ )

$\bar{L}_i$  =  $i$ -ésima largura média

O procedimento anterior é desnecessário no caso de haver dados disponíveis de apenas uma seção transversal de jusante.

Uma equação da forma  $\bar{L} = \bar{k} h^{\bar{\beta}}$  é ajustada segundo a tabela de valores  $\bar{L}_i$  versus  $h_i$ . Os coeficientes  $\bar{k}$  e  $\bar{\beta}$  são obtidos através do Método dos Mínimos Quadrados:

$$\bar{\beta} = \frac{\Sigma (\log h_i) (\log \bar{L}_i) - (\Sigma \log h_i) (\Sigma \log \bar{L}_i) / I}{\Sigma (\log h_i)^2 - (\Sigma \log h_i)^2 / I} \quad (52)$$

$$\log \bar{k} = \Sigma \log \bar{L}_i / I - \bar{\beta} (\Sigma \log h_i) / I \quad (53)$$

Os logaritmos estão na base decimal.

Com posse de  $\bar{\beta}$  e  $\bar{k}$ , a altura máxima  $h_{\max}$  do fluxo imediatamente a jusante da barragem é recalculada segundo as equações (40) ou (43), sem que haja necessidade de verificar se haverá afogamento. Esse valor recalculado será usado no cálculo dos parâmetros restantes de propagação.

A princípio é calculado o parâmetro  $X_c$  de distância. Se  $H < h_v$ :

$$X_c = \frac{(\bar{\beta} + 1)}{\bar{k}} \left( \frac{V_r}{H^{\bar{\beta}+1}} \right) \left( \frac{6}{1 + 4(0,5)^{\bar{\beta}+1}} \right) \quad (54)$$

onde:

$V_r$  = volume d'água armazenado no reservatório (ft<sup>3</sup>)

$\bar{k}$  e  $\bar{\beta}$  = coeficientes médios de ajuste de canal

$H$  = altura da barragem (ft)

Se  $H > h_v$ :



$$X_c = \frac{6V_r}{\bar{k} h_v^{\bar{\beta}} \left( 3H - \frac{5\bar{\beta}h_v}{\bar{\beta}+1} \right)} \quad (55)$$

A uma distância  $X_c$  a jusante da barragem, a onda de cheia amortece para uma altura  $h_x$ , que é função de  $h_{max}$ . A altura média do estirão é:

$$\bar{h} = \frac{h_{max} + h_x}{2} = \theta h_{max} \quad (56)$$

onde:

$\theta$  = fator empírico de ponderação (estimativa inicial = 0,95)

A profundidade hidráulica média  $D_c$  no estirão calcula-se como a seguir:

$$\text{Se } Q_{b_{max}} < Q_v, D_c = \frac{\theta h_{max}}{\bar{\beta} + 1} \quad (57)$$

$$\text{Se } Q_{b_{max}} > Q_v, D_c = \theta h_{max} - h_v + \frac{h_v}{\bar{\beta} + 1} \quad (58)$$

A velocidade média no estirão é dada pela equação de Manning:

$$v_c = \frac{\phi}{n} S^{1/2} D_c^{2/3} \quad (59)$$

onde:

$S$  = declive da calha fluvial da barragem ao ponto de propagação

$n$  = coeficiente de rugosidade de Manning

$\phi = 1$  no sistema internacional de unidades

$\phi = 1,49$  no sistema inglês de unidades

A determinação do número de Froude  $F_c$  do estirão se dá através da velocidade média  $v_c$  e da profundidade hidráulica  $D_c$ :

$$F_c = \frac{v_c}{\sqrt{g D_c}} \quad (60)$$

onde:

$g$  = aceleração da gravidade

A seguir é calculado o parâmetro adimensional de volume  $V^*$ , que é definido como a razão entre o volume do reservatório ( $V_r$ ) e o volume do fluxo contido no estirão definido pela distância  $X_c$ :

$$V^* = \frac{V_r}{A_c X_c} \quad (61)$$

onde:

$$\text{Se } Q_{b_{\max}} \leq Q_v, A_c = \bar{k} (\theta h_{\max}) \bar{\beta} D_c \text{ (ft}^2\text{)} \quad (62)$$

$$\text{Se } Q_{b_{\max}} > Q_v, A_c = \bar{k} h_v^{\bar{\beta}} D_c \text{ (ft}^2\text{)} \quad (63)$$

Com posse de  $F_c$  e  $V^*$  consulta-se a curva específica definida por esses valores e checka-se a estimativa original do fator de ponderação  $\theta$  usado na equação (56). A ordenada da curva de pro

pagação em  $X^*$  (definido abaixo) = 1 é a razão entre a vazão de pico  $Q_p$  em  $X_c$  e  $Q_{b_{\max}}$ . Sabendo  $Q_p$ , determina-se  $h_x$  a uma distância  $X_c$  usando-se a equação (40) ou a equação (43) com os coeficientes médios de ajuste de canal. A verificação de  $\theta$  se dá conforme um rearranjo da equação (56):

$$\theta = \frac{h_{\max} + h_x}{2h_{\max}} \quad (64)$$

O valor de  $\theta$  é satisfatório, ou seja, convergiu, a um nível de diferença do valor anterior na faixa abaixo de 5% por exemplo. Uma vez definida a curva de propagação, calcula-se o parâmetro adimensional de distância  $X_i^*$ :

$$X_i^* = \frac{X_i}{X_c} \quad (65)$$

onde:

$X_i$  = distância do  $i$ -ésimo ponto de previsão a jusante,  $i = 1, 2, 3, \dots$

Em seguida consulta-se a família apropriada da curva de propagação para cálculo do pico de cheia em  $X_i$  e determina-se o ordenada da curva específica  $V^*$  em  $X_i^*$ . Esse valor multiplica-se por  $Q_{b_{\max}}$  para cálculo da vazão de pico  $Q_p$  a  $X_i$  milhas a jusante da barragem.

O tempo de viagem da onda de cheia até  $X_i$  é calculado se-

gundo a velocidade do fluxo a meio caminho entre a barragem e  $X_i$ . Determina-se  $Q_{x/2}$  da curva de propagação a  $X_{i/2}$  milhas a jusante do eixo da barragem. Esse valor é multiplicado pelo fator  $(0,3 + \bar{\beta}/10)$  e substituído na equação (66) ou na equação (67) para se encontrar a altura de referência  $h_{ref}$ .

$$\text{Se } Q < Q_v, h_{ref} = \frac{Q}{a}^{1/b} \quad (66)$$

onde a e b são parâmetros definidos pelas equações (41) e (42)

$$\text{Se } Q > Q_v, h_{ref} = \rho Q^{3/5} \gamma h_v \quad (67)$$

onde  $\rho$  e  $\gamma$  são parâmetros definidos pelas equações (44) e (45)

A profundidade hidráulica de referência calcula-se da seguinte forma:

$$\text{Se } h_{ref} < h_v, D_{x_{ref}} = \frac{h_{ref}}{\beta + 1} \quad (68)$$

onde  $\beta$  é o parâmetro definido na equação (37)

$$\text{Se } h_{ref} > h_v, D_{x_{ref}} = h_{ref} - h_v + \frac{h_v}{\beta + 1} \quad (69)$$

A velocidade referência de fluxo é dada pela equação de Manning, aqui adaptada para a profundidade hidráulica de referência:

$$v_{\text{ref}} = \frac{\phi}{n} S^{1/2} D_{x_{\text{ref}}}^{2/3} \quad (70)$$

onde:

$\phi = 1$  no sistema internacional de unidades

$\phi = 1,49$  no sistema inglês de unidades

Através da equação de celeridade calcula-se a velocidade da on  
da:

$$C = 0,682 v_{\text{ref}} \left( \frac{5}{3} - \frac{2}{3} \left( \frac{\bar{\beta}}{\bar{\beta} + 1} \right) \right) \text{ (milha / hora)} \quad (71)$$

O tempo para ocorrência do pico da onda a  $X_i$  milhas a jusante  
é:

$$t_p = t_r + \frac{X_i}{C} \quad (72)$$

onde  $t_r$  é o tempo que vai do início de formação da brecha até  
a ruptura total.

Para determinar a altura de pico à distância  $X_i$ , é preciso a-  
justar os coeficientes  $k$  e  $\beta$  da seção transversal em questão  
pela substituição das alturas e larguras respectivas de tal se-  
ção nas equações (37) e (38). A vazão a  $X_i$  milhas a jusante é  
comparada com  $Q_v$  e a equação (66) ou a equação (67) são usadas  
para achar a altura  $h_x$  do pico.

A próxima etapa de cálculo é a determinação do tempo no  
qual a inundação começa e o tempo em que cessa. Isso se dá es-

pecificando-se inicialmente a vazão  $Q_{in}$  que corresponde à cota de inundação  $h_{in}$  na seção transversal:

$$Q_{in} = a h_{in}^b \quad (73)$$

onde  $a$  e  $b$  são parâmetros definidos pelas equações (41) e (42), com os coeficientes de ajuste  $k$  e  $\beta$  calculados anteriormente.

$$t_{in} = t_p - \left( \frac{Q_p - Q_{in}}{Q_p - Q_0} \right) t_r \quad (74)$$

onde:

$Q_0$  = defluência adicional (vertedouro, turbina, válvula de fundo)

$$t_d = t_p + \left( \frac{24,2V_r}{Q_p - Q_0} - t_r \right) \left( \frac{Q_p - Q_r}{Q_p - Q_0} \right) \quad (75)$$

onde:

$V_r$  = volume d'água armazenado no reservatório (ac ft)

A propagação da onda de cheia até as seções transversais 3, 4, ..., J requer a determinação da seção transversal ponderada média entre a barragem e o ponto de propagação e o ajuste de novos coeficientes  $\bar{k}$  e  $\bar{\beta}$  para essa seção transversal. Com os dados já devidamente reduzidos, o cálculo da seção transversal ponderada média pressupõe o uso do seguinte algoritmo:

$$\bar{L}_i = \frac{\frac{(L_{i,1} + L_{i,2})}{2} (X_2 - X_1) + \dots + \frac{(L_{i,j+1} + L_{i,j})}{2} (X_j - X_{j-1})}{(X_j - X_1)} \quad (76)$$

onde:

$L_{i,j}$  =  $i$ -ésima largura (correspondente à  $i$ -ésima altura  $h_i$ ) à  $j$ -ésima seção transversal

$j = 1, 2, 3, \dots, J$  ( $J$  é o número de seções transversais)

$X_j$  = distância a jusante à  $j$ -ésima seção transversal

$\bar{L}_i$  =  $i$ -ésima largura ponderada

A tabela de valores  $\bar{L}_i$  ( largura ponderada pela distância) versus  $h_i$  (altura) é usada para ajuste de uma equação da forma  $\bar{L} = k h^{\bar{\beta}}$  definindo a geometria prismática do canal. Os coeficientes de ajuste  $\bar{k}$  e  $\bar{\beta}$  são calculados segundo o Método dos Mínimos Quadrados pela equações (52) e (53). Com os coeficientes médios ponderados  $\bar{k}$  e  $\bar{\beta}$ , a altura de pico na barragem e novos parâmetros de propagação são calculados pelas equações (56) a (63). A propagação do fluxo até as seções transversais 3, 4, ...,  $J$  se dá em procedimento análogo ao descrito para o primeiro ponto de propagação.

CAPÍTULO IIIRESULTADOS

A aplicação da metodologia proposta por FREAD e WET-MORE (6) se deu à barragem do aproveitamento hidrelétrico de Três Marias, situado no alto médio rio São Francisco. Esse aproveitamento, sob responsabilidade da Companhia Energética de Minas Gerais, abrange uma área de drenagem de 50560 km<sup>2</sup> e tem como finalidades a produção de energia elétrica, o amortecimento de cheias e a manutenção da navegação a partir da cidade de Pirapora (MG). Convém ressaltar que essa barragem não tem apresentado qualquer problema que diga respeito à segurança e que a aplicação da metodologia tem um enfoque teórico de avaliação do impacto caso houvesse uma ruptura.

Foram os seguintes os dados utilizados no estudo :

- volume d'água armazenado no reservatório : 19528hm<sup>3</sup>
- área da superfície do reservatório ao nível máximo operativo normal : 1050 km<sup>2</sup>
- largura final da brecha : 140 m
- altura final da brecha : 62 m
- tempo de ruptura : 75 min



- defluência adicional proveniente de turbinamento ,  
vertimento e/ou galgamento :  $0 \text{ m}^3/\text{s}$

- coeficiente de rugosidade de Manning : 0,050

- alturas de inundação :

seção transversal nº 1 = 14,6 m

seção transversal nº 2 = 7,3 m

seção transversal nº 3 = 6,4 m

seção transversal nº 4 = 13,7 m

seção transversal nº 5 = 11,9 m

seção transversal nº 6 = 8,8 m

seção transversal nº 7 = 11,0 m

- distância a jusante do eixo da barragem :

seção transversal nº 1 = 0,0 km

seção transversal nº 2 = 2,0 km

seção transversal nº 3 = 3,0 km

seção transversal nº 4 = 5,6 km

seção transversal nº 5 = 17,0 km

seção transversal nº 6 = 26,0 km

seção transversal nº 7 = 120,0 km

- levantamento das seções transversais de jusante :

- seção transversal nº 1 (Figura 6)

altura (m)	largura (m)
2,4	156,4
5,5	164,6

8,5	176,5
11,6	199,9
14,6	217,6

elevação do fundo da calha fluvial : 509,6 m

- seção transversal nº 2 (Figura 7)

altura (m)	largura (m)
2,4	182,3
3,7	263,0
4,9	287,7
6,1	301,8
7,3	312,1

elevação do fundo da calha fluvial : 509,3 m

- seção transversal nº 3 (Figura 8)

altura (m)	largura (m)
1,5	245,7
2,7	251,5
4,0	257,3
5,2	263,0
6,4	269,1

elevação do fundo da calha fluvial : 508,7 m

- seção transversal nº 4 (Figura 9)

altura (m)	largura (m)
1,5	96,0

4,6	118,0
7,6	142,0
10,7	164,9
13,7	181,1

elevação do fundo da calha fluvial : 502,9 m

- seção transversal nº 5 (Figura 10)

altura (m)	largura (m)
3,4	380,1
5,5	392,6
7,6	402,6
9,8	412,4
11,9	420,0

elevação do fundo da calha fluvial : 502,0 m

- seção transversal nº 6 (Figura 11)

altura (m)	largura (m)
2,7	249,9
4,3	270,7
5,8	279,2
7,3	287,7
8,8	294,7

elevação do fundo da calha fluvial : 500,8 m

- seção transversal nº 7 (Figura 12)

altura (m)	largura (m)
0,9	330,4

3,4	347,2
5,8	352,7
8,5	402,6
11,0	416,7

elevação do fundo da calha fluvial : 474,0 m

- elevação da crista da barragem : 572,0 m
- elevação final da base da brecha : 509,6 m

Os coeficientes  $k$ ,  $\beta$ ,  $\bar{k}$  e  $\bar{\beta}$  de ajuste das curvas exponenciais do tipo  $L = k h^\beta$  relacionando largura versus altura de seção transversal e do tipo  $L = \bar{k} h^{\bar{\beta}}$  relacionando largura ponderada pela distância versus altura são os seguintes :

- seção transversal nº 1

$$k = 338,71$$

$$\beta = 0,18$$

- seção transversal nº 2

$$k = 241,46$$

$$\beta = 0,47$$

$$\bar{k} = 300,88$$

$$\bar{\beta} = 0,30$$

- seção transversal nº 3

$$k = 724,46$$

$$\beta = 0,06$$

$$\bar{k} = 363,93$$

$$\bar{\beta} = 0,27$$

- seção transversal nº 4

$$k = 189,83$$

$$\beta = 0,29$$

$$\bar{k} = 367,96$$

$$\bar{\beta} = 0,25$$

- seção transversal nº 5

$$k = 1028,27$$

$$\beta = 0,08$$

$$\bar{k} = 369,64$$

$$\bar{\beta} = 0,26$$

- seção transversal nº 6

$$k = 610,00$$

$$\beta = 0,14$$

$$\bar{k} = 425,35$$

$$\bar{\beta} = 0,25$$

- seção transversal nº 7

$$k = 952,77$$

$$\beta = 0,09$$

$$\bar{k} = 596,48$$

$$\bar{\beta} = 0,18$$

Os coeficientes de ajuste  $k$ ,  $\beta$ ,  $\bar{k}$  e  $\bar{\beta}$  acima citados foram obtidos a partir de dados em pés (ft) de largura versus

altura de seções transversais.

A evolução da onda de cheia segundo as sete seções transversais selecionadas e os tempos de propagação do pico, de início e término da inundação encontram-se na Tabela 2.

Tabela 2

Evolução da onda de cheia proveniente da ruptura hipotética da barragem de Três Marias e tempos respectivos.

SEÇÃO Nº	DIST. A Jus. (km)	VAZÃO DE PICO (m <sup>3</sup> /s)	ALTURA DE PICO (m)	COTA DE INUND. (m)	TEMPO DE INÍCIO INUND. (h)	TEMPO DE VIAGEM DO PICO (h)	TEMPO DE TÉRMINO INUND. (h)
1	0,0	25300	43	14,6	0,17	1,25	365
2	2,0	20150	27	7,3	0,31	1,49	500
3	3,8	19950	25	6,4	0,54	1,68	485
4	5,6	19750	19	13,7	1,09	1,69	280
5	17,0	19400	29	11,9	1,78	2,77	435
6	26,0	18900	30	8,8	2,73	3,83	505
7	120,0	17800	20	11,0	13,71	14,52	400

A aplicação da metodologia de propagação segundo as equações de Saint-Venant, cuja equação dinâmica foi acrescida de um termo de perda de carga localizada, se deu utilizando os mesmos dados empregados anteriormente. Como condição de contorno da fronteira de montante tomou-se a hidrógrafa defluente resultante da ruptura da barragem, com valor de pico obtido segundo a metodologia de FREAD e WETMORE (6).

Posteriormente calculou-se o tempo de esvaziamento do reservatório, em função do volume armazenado conforme a hidrógrafa, cujo formato aproxima-se ao de um triângulo e está apresentada na Figura 5.

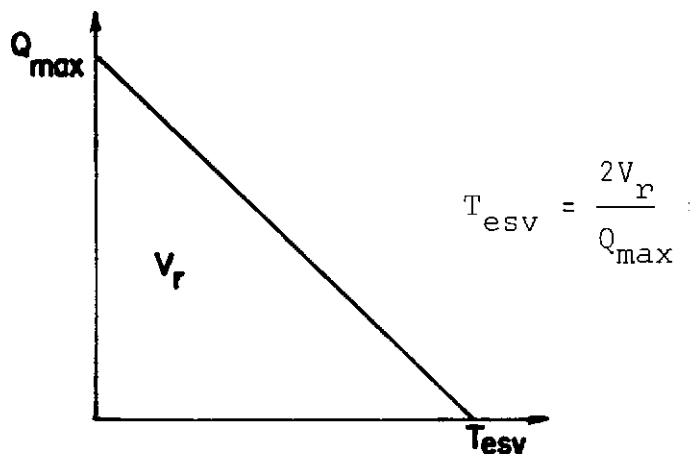


Figura 5 - Hidrógrafa defluente do reservatório

onde:

$T_{\text{esv}}$  = tempo de esvaziamento do reservatório

$V_r$  = volume do reservatório

$Q_{\text{max}}$  = pico da vazão defluente do reservatório

As condições iniciais do trecho do rio São Francisco em estudo foram as seguintes:

$$h_i^0 = 3,00 \text{ m} \quad i = 1, 2, \dots, 7$$

$$v_i^0 = 0,50 \text{ m} \quad i = 1, 2, \dots, 7$$

onde:

$h_i^0$  = altura na seção transversal  $i$  no instante de tempo 0

$v_i^0$  = velocidade na seção transversal  $i$  no instante de tempo 0

Os resultados finais são apresentados a seguir.



.....IMPRESSAO DOS DADOS DE ENTRADA.....

NUMERO DE SECOES = 7

NUMERO DE INTERVALOS DE TEMPO= 17

NUMERO MAXIMO DE ITERACOES= 15

INTERVALO DE TEMPO (SEG)= 3600.00000

TOLERANCIA PARA VELOCIDADE (M/S)= 0.10000

TOLERANCIA PARA PROFUNDIDADE (M)= 0.10000

COEFICIENTE DE MANNING = 0.05000

ACELERACAO DA GRAVIDADE (M/SEG\*\*2)= 9.8100

I	1	I	43.00	I
I	2	I	38.00	I
I	3	I	33.00	I
I	4	I	28.00	I
I	5	I	23.00	I
I	6	I	18.00	I
I	7	I	15.00	I
I	8	I	12.00	I
I	9	I	10.00	I
I	10	I	9.00	I
I	11	I	8.00	I
I	12	I	7.00	I
I	13	I	6.00	I
I	14	I	5.00	I
I	15	I	4.00	I
I	16	I	3.50	I
I	17	I	3.00	I

CONDICAO INICIAL

H( 1)= 3.000

CONDICAO INICIAL

H( 2)= 3.000

CONDICAO INICIAL

H( 3)= 3.000

CONDICAO INICIAL

H( 4)= 3.000

CONDICAO INICIAL

H( 5)= 3.000

CONDICAO INICIAL

H( 6)= 3.000

CONDICAO INICIAL

H( 7)= 3.000

TEMPO DE CALCULO =	0 S							INTERVALO DE CALCULO =	0
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00		
VELOC.	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50		

TEMPO DE CALCULO =	3600 S							INTERVALO DE CALCULO =	1
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	39.53	28.63	23.59	14.37	12.87	8.02	3.00		
VELOC.	3.52	2.61	3.02	2.34	3.23	3.44	0.50		

TEMPO DE CALCULO =	7200 S							INTERVALO DE CALCULO =	2
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	39.44	27.53	22.95	17.63	14.33	12.66	3.03		
VELOC.	3.52	2.61	3.29	4.59	3.38	3.48	0.51		

TEMPO DE CALCULO =	14400 S							INTERVALO DE CALCULO =	4
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	39.27	27.32	21.93	17.32	14.31	14.43	3.03		
VELOC.	3.53	2.60	3.14	6.37	3.40	3.57	0.49		

TEMPO DE CALCULO =	18000 S							INTERVALO DE CALCULO =	5
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	39.01	27.09	21.85	17.17	15.23	14.38	3.02		
VELOC.	3.50	2.59	3.11	6.44	3.78	3.60	0.48		

TEMPO DE CALCULO =	21600 S							INTERVALO DE CALCULO =	6
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	38.83	26.89	21.70	17.14	15.20	14.22	3.02		
VELOC.	3.44	2.55	3.09	5.76	3.77	3.56	0.55		

TEMPO DE CALCULO =	25200 S							INTERVALO DE CALCULO =	7
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	38.77	26.77	21.65	17.03	15.17	14.18	3.55		
VELOC.	3.42	2.54	3.08	5.55	3.56	3.46	0.59		

TEMPO DE CALCULO =	28800 S							INTERVALO DE CALCULO =	8
SECAO	1	2	3	4	5	6	7		
ALTURA	38.73	26.59	21.44	16.99	15.08	14.15	4.32		
VELOC.	3.41	2.55	3.08	5.43	3.70	3.23	0.87		

TEMPO DE CALCULO =	32400 S	INTERVALO DE CALCULO =	9				
SECAO	1	2	3	4	5	6	7
ALTURA	38.40	26.48	21.32	16.89	15.05	14.03	5.40
VELOC.	3.41	2.53	3.07	5.33	3.66	3.17	1.32

TEMPO DE CALCULO =	36000 S	INTERVALO DE CALCULO =	10				
SECAO	1	2	3	4	5	6	7
ALTURA	38.28	26.35	21.12	16.78	15.01	13.95	7.82
VELOC.	3.40	2.51	3.02	5.28	3.56	3.15	2.30

TEMPO DE CALCULO =	39600 S	INTERVALO DE CALCULO =	11				
SECAO	1	2	3	4	5	6	7
ALTURA	38.13	26.18	21.09	16.76	14.98	13.88	13.81
VELOC.	3.39	2.50	3.01	5.23	3.55	3.10	2.79

TEMPO DE CALCULO =	43200 S	INTERVALO DE CALCULO =	12				
SECAO	1	2	3	4	5	6	7
ALTURA	37.93	26.13	21.00	16.33	14.90	13.83	13.80
VELOC.	3.38	2.49	3.00	5.20	3.48	3.08	2.79

TEMPO DE CALCULO =	46800 S	INTERVALO DE CALCULO =	13				
SECAO	1	2	3	4	5	6	7
ALTURA	37.83	25.90	20.89	16.14	14.77	13.80	13.77
VELOC.	3.38	2.48	2.99	5.10	3.44	3.06	2.75

TEMPO DE CALCULO =	50400 S	INTERVALO DE CALCULO =	14				
SECAO	1	2	3	4	5	6	7
ALTURA	37.43	25.73	20.78	16.12	14.63	13.79	13.75
VELOC.	3.35	2.46	2.98	5.06	3.43	3.05	2.74

TEMPO DE CALCULO =	54000 S	INTERVALO DE CALCULO =	15				
SECAO	1	2	3	4	5	6	7
ALTURA	37.11	25.64	20.44	16.10	14.52	13.79	13.70
VELOC.	3.22	2.45	2.95	5.05	3.28	3.01	2.70

RIO SAO FRANCISCO ENTRE TRES MARIAS E FOZ DO RIO ABAETE  
Secao Transversal Numero 1  
(imediatamente a jusante do eixo da barragem)

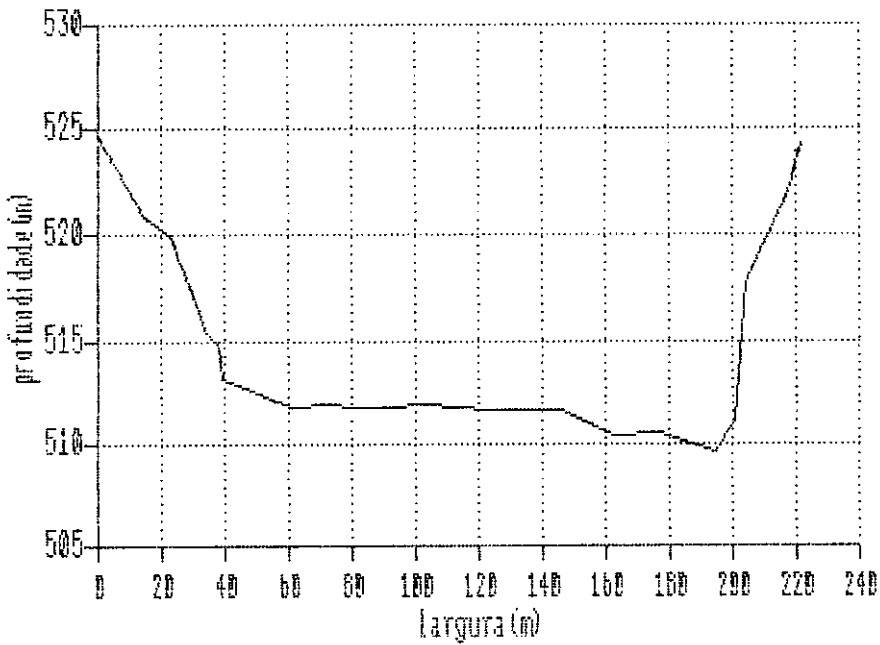


Figura 6

RIO SÃO FRANCISCO ENTRE TRES MARIAS E FOZ DO RIO ABAETE  
Secao Transversal Numero 2  
Distancia a jusante do eixo da barragem = 2 km

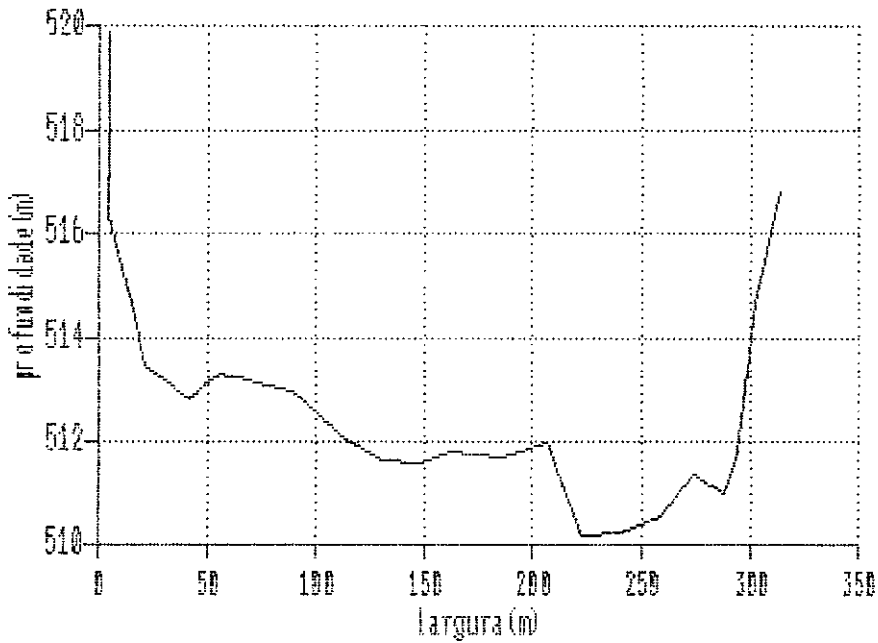


Figura 7

RIO SÃO FRANCISCO ENTRE TRES MARIAS E FOZ DO RIO ABAETE  
 Secao Transversal Numero 4  
 Distancia a jusante do eixo da barragem = 5,6km

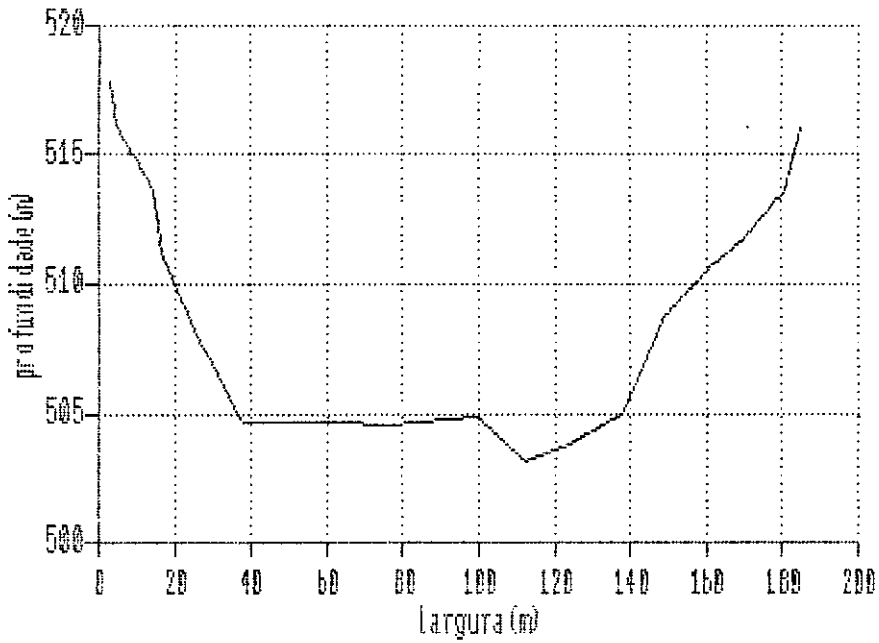


Figura 9

RIO SÃO FRANCISCO ENTRE TRES MARIAS E FOZ DO RIO ABAETE  
Seção Transversal Numero 3  
Distancia a Jusante do eixo da barragem = 3.8km

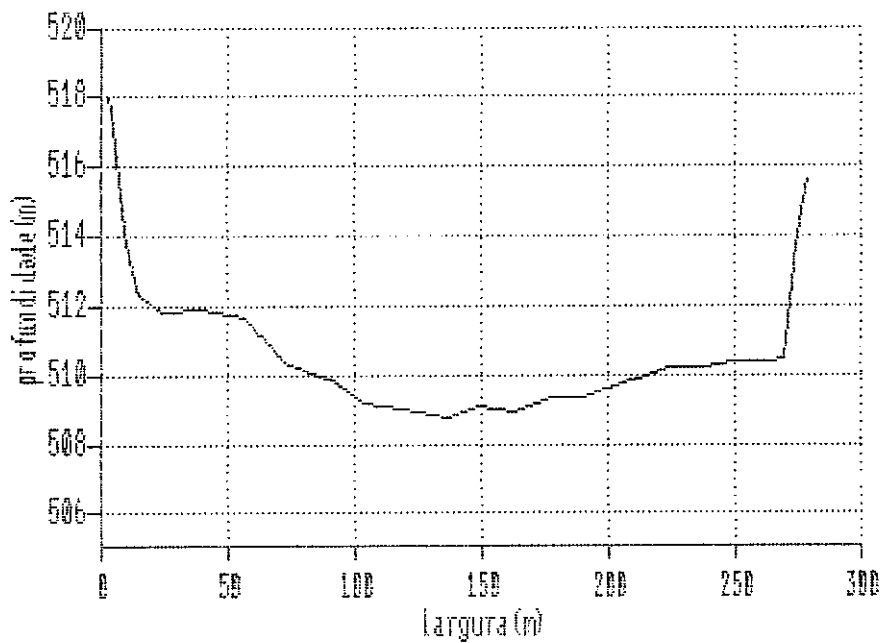


Figura 8

RIO SÃO FRANCISCO ENTRE TRÊS MARIAS E FOZ DO RIO ABAETE  
Seção Transversal Número 5  
Distância a Jusante do eixo da barragem = 17 km

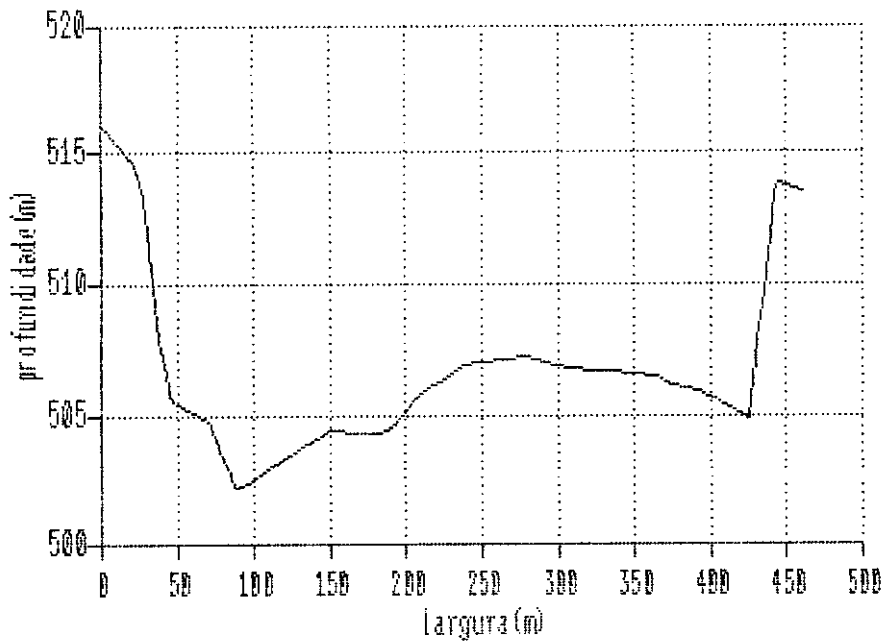


Figura 10



RIO SÃO FRANCISCO ENTRE TRES MARIAS E FOZ DO RIO ABAETE  
 Secao Transversal Numero 6  
 Distancia a Jusante do eixo da barragem 26 km

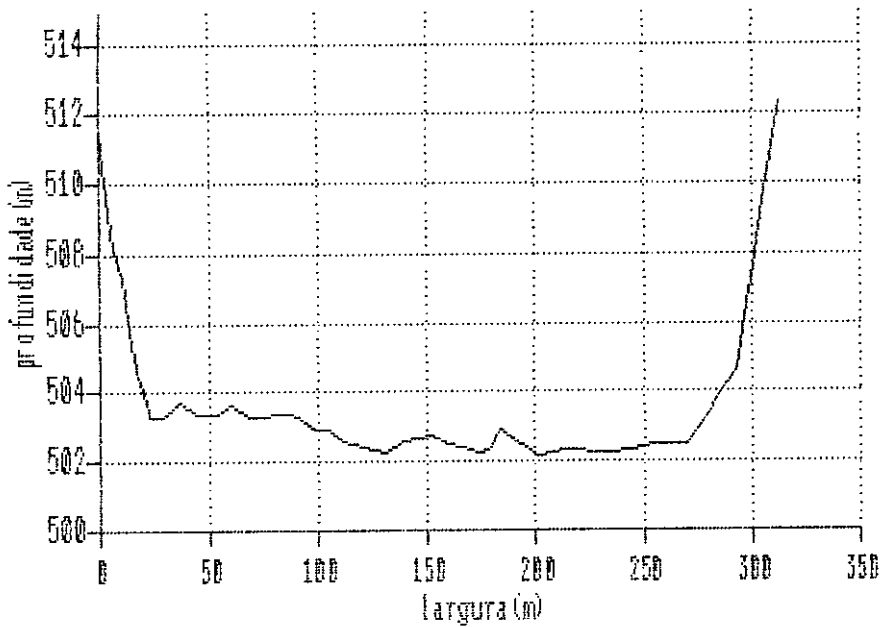


Figura 11

RIO SÃO FRANCISCO EM PIRAPORA  
Seção Transversal Numero 7  
Distancia a Jusante do eixo da barragem = 120 km

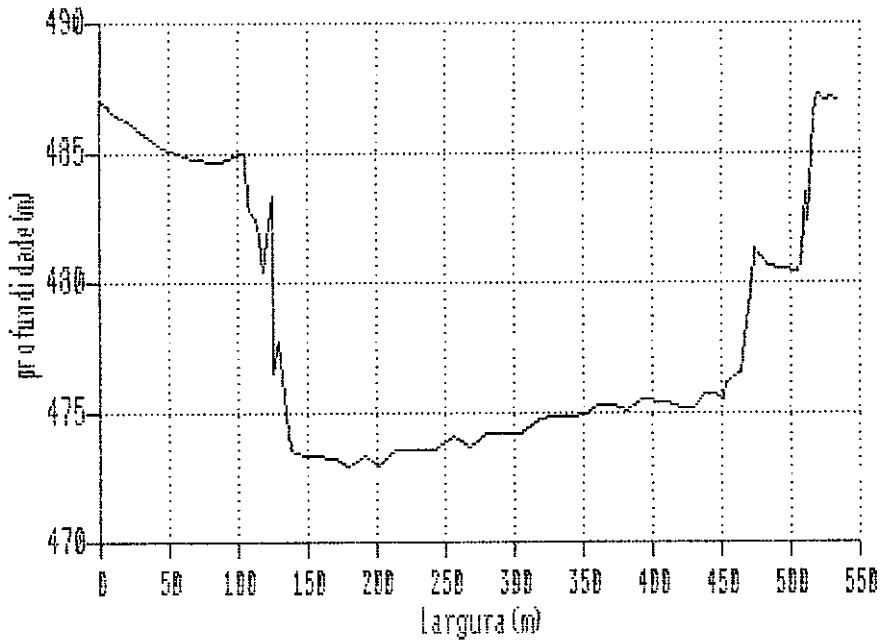


Figura 12

## CAPÍTULO IV

### DISCUSSÃO

A magnitude da descarga máxima de pico é bastante relevante e encontra-se na ordem de grandeza dos respectivos valores de onda de ruptura de barragem que realmente aconteceram conforme relato de SINGH e SCARLATOS (9). O mesmo comentário se aplica à altura do pico de onda nas seções, assim como ao tempo necessário para o término da inundação. FREAD e WETMORE (6) alertam para o fato de que alturas do pico de onda a montante de obstáculos porventura existentes na calha fluvial a exemplo de pilares de ponte serão substancialmente menores que aquelas que se verificariam na ausência de tais obstáculos, enquanto as alturas a jusante desses pontos seriam menores. Isso se observa por simplificação do modelo no cálculo de parâmetros relativos à propagação. Os tempos de propagação da onda de cheia previstos serão menores que os tempos que se verificariam, já que o amortecimento conseqüente do armazenamento na planície de inundação não é levado em conta. Mais ainda, os autores afirmam que para um tempo de ruptura  $t_r$  grande e um volume d'água armazenado  $V_r$  pequeno incorre-se em superestimativas de pico de onda de fluente. FREAD (11) afirma que na estimativa da hidrógrafa de fluente a geometria e o tamanho da brecha e seu tempo de formação são fontes potenciais de erro. A geometria é considerada o

parâmetro menos importante, enquanto o tempo de formação decresce em importância à medida que aumenta o volume do reservatório.

Devido às características do fenômeno em estudo, onde uma onda de cheia de grande magnitude com uma frente aproximadamente vertical se desloca para jusante, as alturas se mostraram mais apropriadas a serem usadas como condição de contorno de montante ao se fazer a propagação segundo as equações de Saint Venant.

CAPÍTULO VCONCLUSÕES

O grande mérito da metodologia proposta por FREAD e WETMORE (6) reside na parcimônia de dados necessários à obtenção da estimativa de onda proveniente de ruptura de barragem, além de se conseguirem prognósticos em curto intervalo de tempo, fato a ser levado em conta numa situação de emergência, o que não se verifica com a metodologia segundo as equações de Saint-Venant. Essa última metodologia requer o levantamento mais detalhado de dados da geometria das seções transversais, além de informações relativas a velocidades de propagação e de curvas-chave. A inclusão da parcela da calha fluvial correspondente à planície de inundação, entretanto, seria de fundamental importância no cálculo da propagação. O ajuste de seções transversais segundo uma equação da forma  $L = kh^\beta$  não se mostrou muito adequado ao estudo em questão por não conseguir reproduzir bem o trecho correspondente à planície de inundação. Seria aconselhável o uso de equações alternativas na tentativa de um melhor ajuste. Devido às características do fenômeno em estudo, onde uma onda de cheia de grande magnitude com uma frente aproximadamente vertical se desloca para jusante, as alturas se mostraram mais apropriadas a serem usadas como condição de contorno ao se fazer a propagação segundo as equações de Saint-Venant. Num contexto que não seja o de emergência, os resultados finais obtidos conforme ambas as metodolo-

gias se prestam ao mapeamento de regiões ribeirinhas atingidas no caso da ruptura da barragem. Esse procedimento corresponde à última instância da delimitação da planície de inundação do rio conforme áreas de risco crescente à medida que se aproxima do leito fluvial.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) JOHNSON, F.A. e ILLES, P., "A classification of dam failures", International Water Power & Dam Construction, vol.28, nº 12, pp. 43-45, (1976).
- (2) LÔU, W.C., "Ruptura de Barragens - Uma Panorâmica Histórica", Anais do VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos e III Simpósio Luso-Brasileiro de Hidráulica e Recursos Hídricos, vol. 3, pp. 22-23, (1987).
- (3) FREAD, D.L., "The Developing and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model", Proceedings of Dam-Break Flood Routing Model Workshop, U.S. Water Resources Council, Hydrology Comitee, pp. 164-197, (1977).
- (4) MASCARENHAS, F.C.B. e SILVA, R.C.V., "Alternativas da Metodologia para a Propagação de Ondas de Ruptura de Barragens", Anais do VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos e III Simpósio Luso-Brasileiro de Hidráulica e Recursos Hídricos, vol.3, pp. 34-42, (1987).

- (5) MASCARENHAS, F.C.B., Uma Metodologia para a Estimativa de Parâmetros no Cálculo da Propagação de Enchentes, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, (1980).
- (6) FREAD, D.L. e WETMORE, J.N., "The NWS Simplified Dam Break Flood Forecasting Model for Desk-top and Hand-held Microcomputers", Office of Hidrology, National Weather Service.
- (7) NEVES, E.T., Curso de Hidráulica, Editora Globo, 8ª Edição, (1986).
- (8) FRENCH, R.H., Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, (1985).
- (9) SINGH, V.P. e SCARLATOS, P.D., "Analysis of Gradual Earth-Dam Failures", Journal of Hydraulic Engineering, vol. 114, nº 1, pp. 21-42, (1988).
- (10) FREAD, D.L., "DAMBRK : The NWS Dam-Break Forecasting Model", Office of Hydrology, National Weather Service (1982).



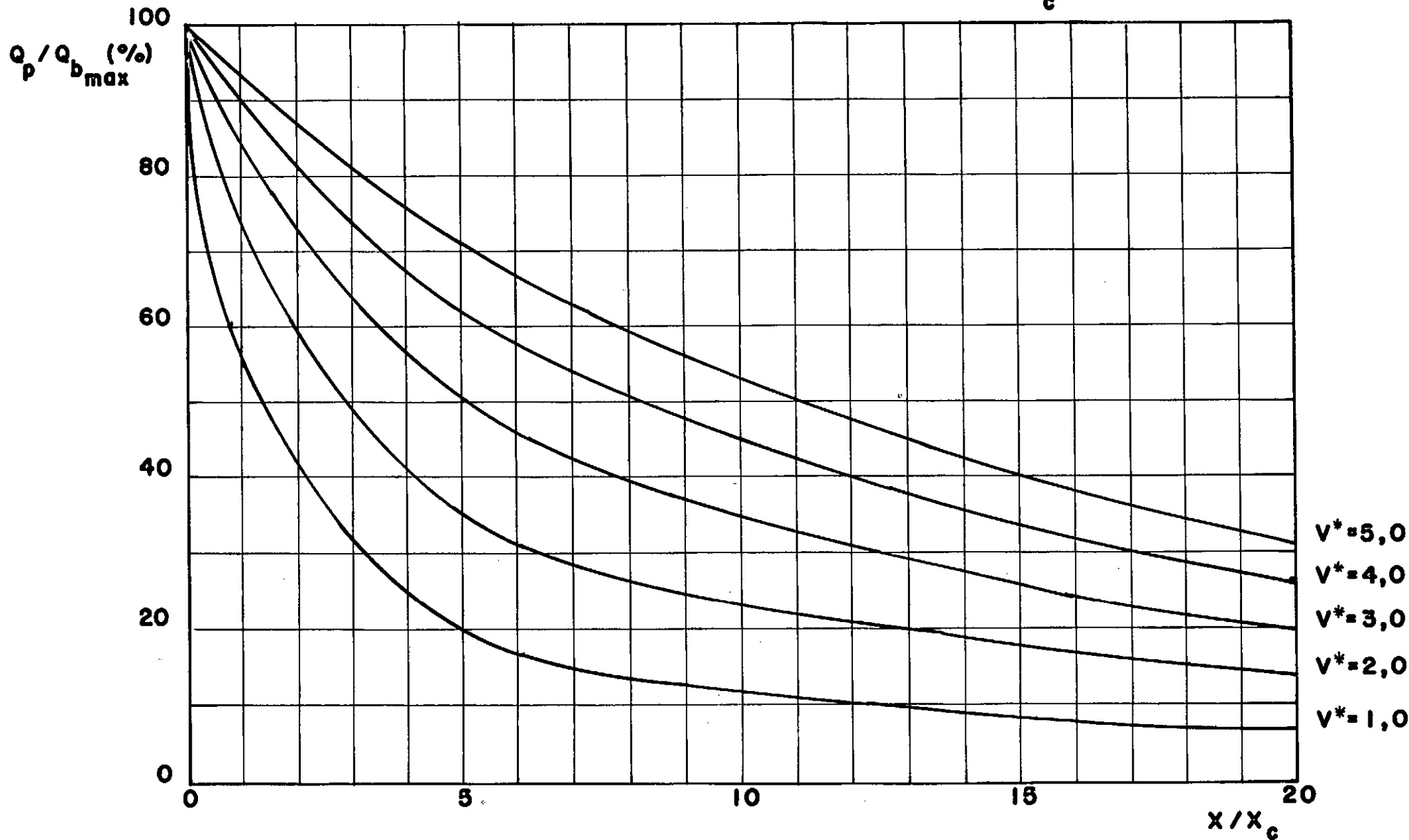
- (11) FREAD, D.L., "Some Limitations of Dam-Break Flood Routing Models", Preprint, American Society of Civil Engineers, (1981).

## Apêndice 1

### Curvas Adimensionais de Propagação

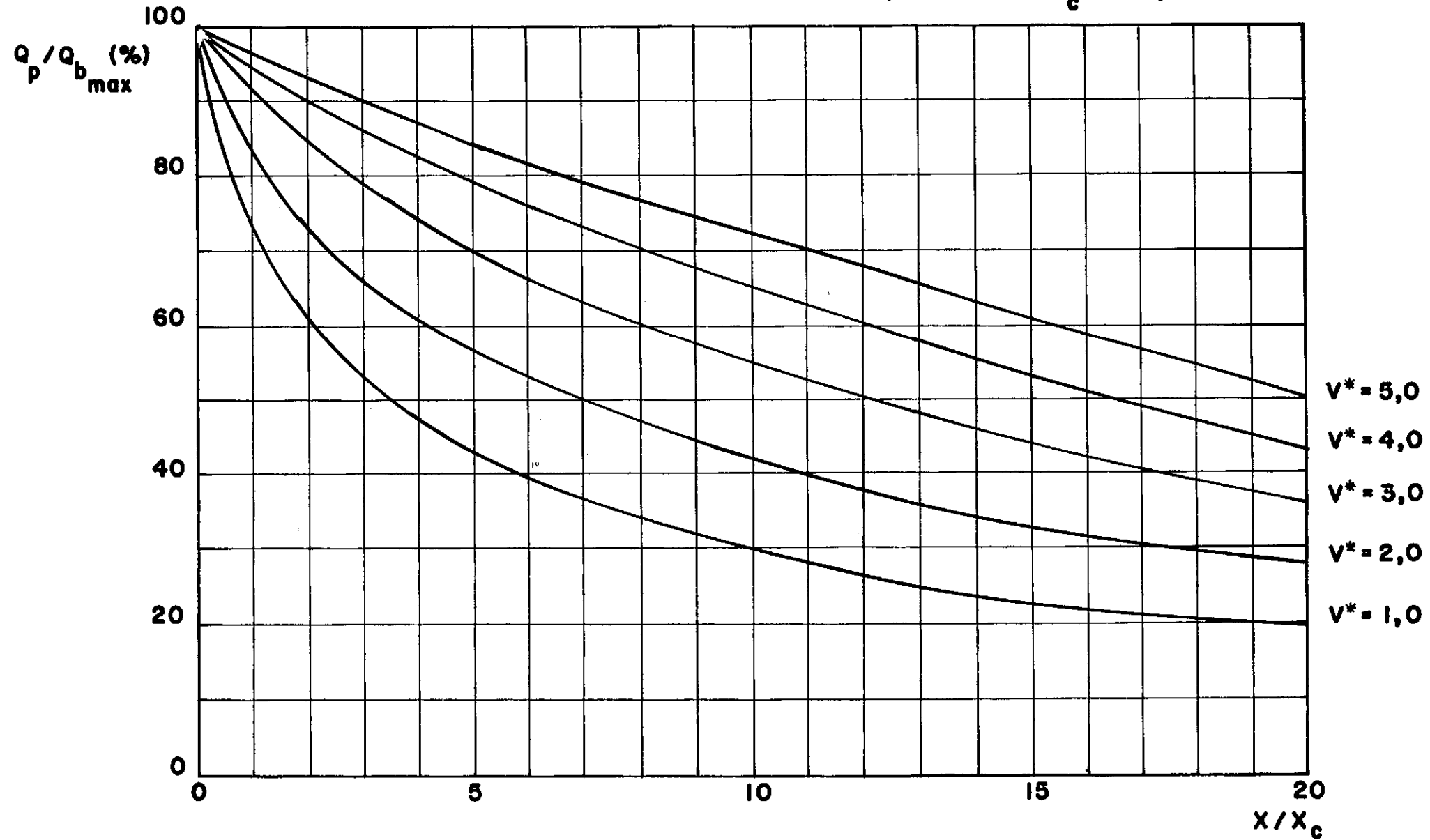
CURVAS ADIMENSIONAIS DE PROPAGAÇÃO

$F_c = 0,25$



# CURVAS ADIMENSIONAIS DE PROPAGAÇÃO

$F_c = 0,50$



# CURVAS ADIMENSIONAIS DE PROPAGAÇÃO

$F_c = 0,75$

