

DNIT

MANUAL DE HIDROLOGIA BÁSICA PARA ESTRUTURAS DE DRENAGEM

VERSÃO PRELIMINAR

2005

**MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS**

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

**MANUAL DE HIDROLOGIA BÁSICA
PARA ESTRUTURAS DE
DRENAGEM**

2ª Edição

Rio de Janeiro
2005

REVISÃO

Engesur Consultoria e Estudos Técnicos Ltda

EQUIPE TÉCNICA:

Eng° José Luis Mattos de Britto Pereira
(Coordenador)
Eng° Zomar Antonio Trinta
(Supervisor)
Eng° Roberto Young
(Consultor)

Tec° Marcus Vinicius de Azevedo Lima
(Técnico em Informática)
Tec° Alexandre Martins Ramos
(Técnico em Informática)
Tec° Reginaldo Santos de Souza
(Técnico em Informática)

COMISSÃO DE SUPERVISÃO:

Eng° Gabriel de Lucena Stuckert
(DNIT / DPP / IPR)
Eng° Mirandir Dias da Silva
(DNIT / DPP / IPR)

Eng° José Carlos Martins Barbosa
(DNIT / DPP / IPR)
Eng° Elias Salomão Nigri
(DNIT / DPP / IPR)

PRIMEIRA EDIÇÃO – Rio de Janeiro, 1990

MT – DNER – INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

EQUIPE TÉCNICA:

Eng° Paulo Romeu de Assunção Gontijo
(DNER / IPR)
Eng° Saul Birman
(DNER / IPR)
Est. Julio César de Miranda
(DNER / IPR)
Eng^a Carmen Sylvia Mendes Teixeira
(DNER / IPR)

Eng° Otto Pfafstetter
(Consultor)
Eng° Haroldo Stewart Dantas
(Consultor)
Eng° Renato Cavalcante Chaves
(Consultor)
Eng° João Maggioli Dantas
(Consultor)
Eng° José Helder Teixeira de Andrade
(Consultor)
Eng° Guioberto Vieira de Rezende
(Consultor)

COLABORAÇÃO:

GEPEZ – Consultoria de Engenharia Ltda.

Brasil. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.
Diretoria de Planejamento e Pesquisa.
Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias
Manual de Hidrologia Básica para Estruturas
de Drenagem. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005.
1. Rodovia – Hidrologia – Manual. I. Série
II. Título

**MANUAL DE HIDROLOGIA BÁSICA
PARA ESTRUTURAS DE DRENAGEM**

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
COORDENAÇÃO GERAL DE ESTUDOS E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

Rodovia Presidente Dutra, Km 163 – Vigário Geral
Cep.: 21240-000 – Rio de Janeiro – RJ
Tel.: (0XX21) 3371-5888
Fax.: (0XX21) 3371-8133
e-mail.: dnitipnormas@ig.com.br

TÍTULO: MANUAL DE HIDROLOGIA BÁSICA PARA ESTRUTURAS DE DRENAGEM

Primeira Edição: 1990

Revisão: DNIT / Engesur

Contrato: DNIT / Engesur PG – 157/2001-00

Aprovado Pela Diretoria Executiva do DNIT em ____ / ____ / ____

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	5
2	RELAÇÃO COM AS ENCHENTES E INUNDAÇÕES	7
3	TEMPO DE RECORRÊNCIA	9
4	RELAÇÃO ENTRE NÍVEIS D'ÁGUA E DESCARGA DE PROJETO	13
5	MÉTODOS ESTATÍSTICOS	15
	5.1. TRANSPOSIÇÃO DE DADOS	15
	5.2. VALIDADE	15
	5.3. MÉTODO DE GUMBEL	17
	5.4. MÉTODO DE HAZEN	23
	5.5. MÉTODO DE LOG PEARSON TIPO III (LP-III)	29
	5.6. ESTATÍSTICA DE VOLUMES DE ENCHENTES	35
6	MÉTODO DO FLUVIOGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO	37
	6.1. GENERALIDADES	37
	6.2. VALIDADE	38
	6.3. CHUVA DE PROJETO	39
	6.3.1. RELAÇÃO PRECIPITAÇÃO-DURAÇÃO-FREQÜÊNCIA	39
	6.3.2. SIMULTANEIDADE DAS CHUVAS	43
	6.3.3. DISTRIBUIÇÃO DA CHUVA EM ÁREA	52
	6.3.4. DISTRIBUIÇÃO DA CHUVA NO TEMPO	55
	6.4. RELAÇÃO CHUVA-DEFLÚVIO	56
	6.4.1. CURVA DE MOCKUS	56
	6.4.2. CHUVAS ANTECEDENTES	61

6.4.3.	INFILTRAÇÃO MÍNIMA	63
6.5.	FLUVIOGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR	64
6.5.1.	TEMPO DE CONCENTRAÇÃO	64
6.5.2.	CONFORMAÇÃO DO FLUVIOGRAMA UNITÁRIO	81
6.5.3.	COMPOSIÇÃO DO FLUVIOGRAMA TOTAL.....	85
6.6.	MÉTODOS DE CÁLCULO	89
6.6.1.	CHUVAS DE PROJETO	89
6.6.2.	EXPRESSÃO DA CHUVA DO ENG° OTTO D'AFSTTETTER.....	89
6.6.3.	CÁLCULO DE DEFLÚVIOS.....	96
6.6.4.	COMPOSIÇÃO DO FLUVIOGRAMA	98
7	MÉTODO RACIONAL	109
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117

APRESENTAÇÃO

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), dando prosseguimento ao Programa de Revisão e Atualização de Normas e Manuais Técnicos, vem oferecer à comunidade rodoviária brasileira o seu “Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem”, fruto da revisão e atualização de Manual homônimo do DNER, datado de 1990.

A presente edição do *Manual Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem* tem por objetivo principal a divulgação dos procedimentos a serem adotados no dimensionamento dos equipamentos de drenagem rodoviária envolvendo os bueiros, pontes e demais dispositivos de modo a que se venham a adotar as soluções mais eficientes e uniformes possíveis.

Com esta ótica, no Manual de Hidrologia Básica serão apresentados os critérios usualmente adotados pelos projetistas de drenagem rodoviária tratando tanto das estruturas de drenagem de talvegues como daqueles destinados a evitar a erosão da plataforma e da proteção do tráfego, durante as precipitações mais significativas, buscando a simplificação destes procedimentos e a facilidade de sua aplicação.

Para atingir este objetivo o Manual de Hidrologia Básica é orientado para a consolidação de critérios, apresentados na vasta bibliografia já publicada sobre o assunto, sem pretender tornar-se um documento acadêmico, de grande profundidade teórica, mas, simplesmente, tratar-se de uma súmula onde sejam descritos os métodos de cálculo usuais, cuja larga aplicação, permitiu o seu aprimoramento, comentando-se os seus pontos positivos e suas deficiências.

Eng° Chequer Jabour Chequer
Coordenador do Instituto de Pesquisas Rodoviárias

Endereço para correspondência:
Instituto de Pesquisas Rodoviárias
A/C Divisão de Capacitação Tecnológica
Rodovia Presidente Dutra, Km 163, Centro Rodoviário, Vigário Geral, Rio de Janeiro CEP – 21240-330, RJ
Tel.: (21) 2471-5785 Fax.: (21) 2471-6133 e-mail: dnitipnormas@ig.com.br e ipr.dnit@brfree.com.br

1 INTRODUÇÃO

O Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem tem por objetivo principal a divulgação dos procedimentos a serem adotados no dimensionamento dos equipamentos de drenagem rodoviária envolvendo os bueiros, pontes e demais dispositivos de modo a que se venham a adotar as soluções mais eficientes e uniformes possíveis.

Com esta ótica, no Manual de Hidrologia Básica serão apresentados os critérios usualmente adotados pelos projetistas de drenagem rodoviária tratando tanto das estruturas de drenagem de talvegues como daqueles destinados a evitar a erosão da plataforma e da proteção do tráfego, durante as precipitações mais significativas, buscando a simplificação destes procedimentos e a facilidade de sua aplicação.

Para atingir este objetivo o Manual de Hidrologia Básica é orientado para a consolidação de critérios, apresentados na vasta bibliografia já publicada sobre o assunto, sem pretender tornar-se um documento acadêmico, de grande profundidade teórica, mas, simplesmente, tratar-se de uma súmula onde sejam descritos os métodos de cálculo usuais, cuja larga aplicação, permitiu o seu aprimoramento, comentando-se os seus pontos positivos e suas deficiências.

2 RELAÇÃO COM AS ENCHENTES E INUNDAÇÕES

No dimensionamento das estruturas de drenagem das rodovias é de grande importância a consideração dos fatores de risco de superação e do grau de degradação que possam ocorrer devido a longas exposições da estrada aos efeitos da precipitação, o que leva a tratar-se o ciclo hidrológico de uma forma particular.

Assim, como os efeitos negativos dos aguaceiros sobre as rodovias dizem respeito aos danos que possam ser causados pela erosão ou pela influência direta na segurança do tráfego, durante as chuvas, os métodos de cálculo usuais visam o estabelecimento da descarga máxima suportável, sendo desprezíveis as perdas que possam ocorrer por absorção pela vegetação ou pela evapotranspiração.

Outro fator a considerar-se é o fato de serem tratadas as transposições de talwegues, via de regra, de bacias hidrográficas de pouca importância hidrológica e, por esta razão, nas determinações das descargas de projeto, por não se dispor de registros fluviométricos, em geral utiliza-se de procedimento indireto, adotando-se expressões matemáticas que estabelecem a relação chuva – deflúvio, em cuja definição considera-se a importância das perdas por infiltração.

No estabelecimento das descargas de projeto, embora sejam adotados diversos procedimentos simplificadores, perfeitamente justificáveis para a natureza das obras dimensionadas, deve-se dar tanta importância às características fisiográficas das bacias, que independem das condições climáticas, como das características pedológicas, que indicam o comportamento dos cursos d'água em função dos solos e cobertura vegetal destas bacias.

Face a necessidade de se preservar a integridade da plataforma rodoviária deve ser ainda considerado o nível de alagamento que possa ocorrer nas proximidades dos cursos d'água de modo a ser impedido o transbordamento nos aterros e inundações das pistas.

3 TEMPO DE RECORRÊNCIA

Para as obras de engenharia a sua segurança e durabilidade freqüentemente associam-se a tempo ou período de recorrência cujo significado refere-se ao espaço de tempo em anos onde provavelmente ocorrerá um fenômeno de grande magnitude pelo menos uma vez. No caso dos dispositivos de drenagem este tempo diz respeito a enchentes de projeto que orientarão o dimensionamento de modo que a estrutura indicada resista a estas enchentes sem risco de superação, resultando desta forma a designação usual de descarga de projeto.

A escolha do tempo de recorrência da enchente de projeto de uma obra de engenharia, conseqüentemente, a vazão a ser adotada no projeto de uma determinada obra, depende da comparação do custo para sua implantação e da perspectiva dos prejuízos resultantes da ocorrência de descargas maiores do que a de projeto, levando-se em conta que quanto maior o tempo de recorrência mais onerosa será a obra, porém os prejuízos decorrentes da insuficiência a esta vazão serão menores, resultando menores despesas de reposição ou reparos.

Como os danos decorrentes da insuficiência de vazão dependem também da importância da obra no sistema, são diferentes os valores a serem adotados para o período de recorrência, variando conforme o tipo de obra. Assim, um bueiro de rodovia com capacidade de vazão insuficiente pode causar a erosão dos taludes junto a boca de jusante, ruptura do aterro por transbordamento das águas ou inundação de áreas a montante, no caso de canal ou galeria de drenagem urbano estes danos podem ser mais sentidos caso ocorra a interrupção do trânsito, mesmo temporariamente ou danos em imóveis residenciais ou mercadorias nos estabelecimentos comerciais.

No caso da insuficiência de vazão em seções de pontes, em geral, os danos são muito significativos podendo ocorrer a sua destruição ou a ruptura dos aterros contíguos, proporcionando uma maior seriedade na interrupção do tráfego, por exigir obras de recomposição mais vultuosas e demoradas. Geralmente os períodos de recorrência normalmente adotados nestes casos são de 10 a 20 anos para bueiros, canais ou galerias de drenagem nas obras rodoviárias e, para as pontes definem-se tempos de recorrência de 50 a 100 anos, conforme o tipo e importância da obra.

Para a fixação do tempo de recorrência da enchente de projeto leva-se em consideração a folga entre o nível d'água previsto e algum ponto crítico característico como um ponto baixo na estrada próximo ao local em análise ou a face inferior da superestrutura de uma ponte. Na maior parte dos casos considera-se a exigência de uma folga de 1,00 m, ainda muito

usada e que, em muitos casos deverá ser mais elevada, como nos casos de canais navegáveis, onde deve ser respeitado o gabarito.

Para o projeto de bueiros é habitual considerar como limite o afogamento da galeria no interior da canalização sendo permissível a elevação do nível d'água a montante além da geratriz superior da obra pelo fato de que a retenção temporária das águas a montante pode amortecer consideravelmente os picos de cheias sem comprometer os taludes vizinhos.

Deve-se levar em conta, entretanto, que quando os bueiros trabalham com carga hidráulica, lâmina d'água acima da geratriz superior, ocorrem velocidades elevadas que, na boca de saída, provocam erosões, desagregando o aterro da estrada. Para combater este problema, quando inevitável, são executados dissipadores, sendo o mais comum o uso de enrocamento próximo à boca de saída da galeria.

O procedimento recomendado pelas Instruções de Projeto é o dimensionamento do bueiro para condições críticas de escoamento para a vazão calculada com o tempo de recorrência de 10 anos, e a verificação do nível d'água a montante para uma enchente de 25 anos. Caso esse nível proporcione a inundação das áreas marginais, deverá ser adotada seção de vazão capaz de evitar este fato. Nessa verificação deverá ser considerado o efeito amortecedor da área inundada, caso seu volume seja significativo, comparado com o volume da enchente.

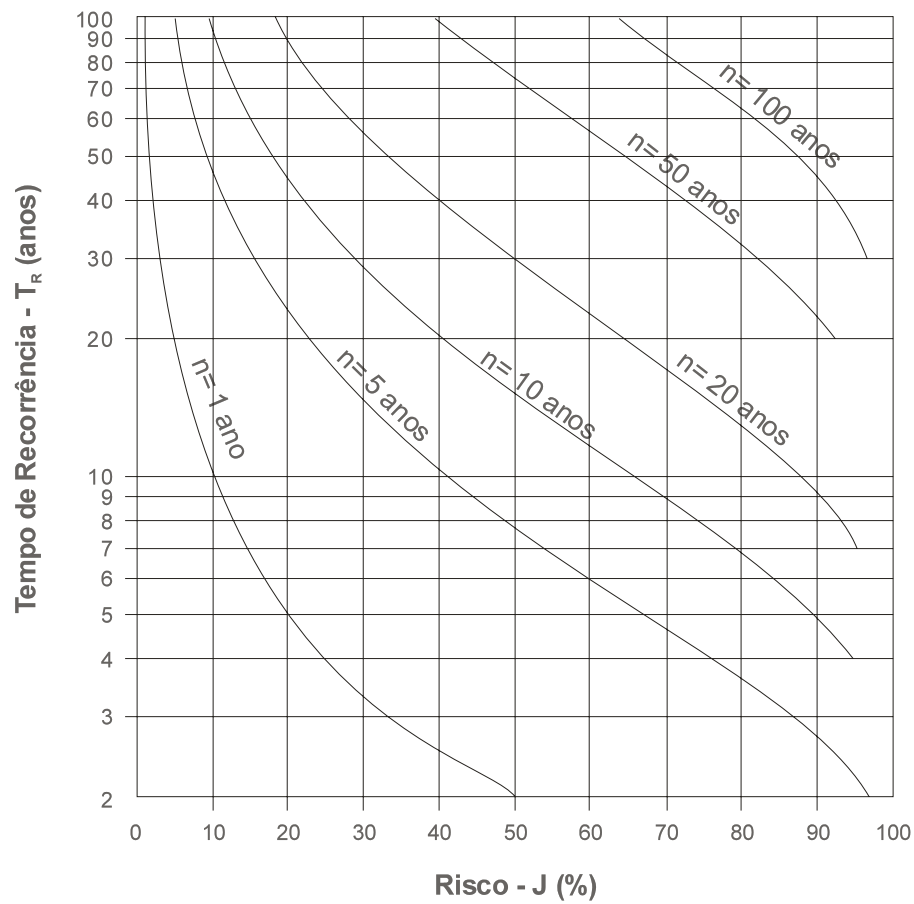
No caso das pontes rodoviárias, como antes foi dito, costuma-se adotar a folga mínima de 1,00 m entre o nível máximo da enchente de projeto e a face inferior da superestrutura, representada normalmente pela face inferior das longarinas, a fim de permitir a passagem de material flutuante, geralmente muito abundante durante as enchentes. No caso de longarinas com inércia variável, o nível d'água máximo deve situar-se 1,00 m abaixo da base dos aparelhos de apoio.

Para a definição teórica do risco de ruptura de uma obra utiliza-se a expressão da probabilidade em que a probabilidade J para ocorrer uma descarga de projeto com tempo de recorrência TR (em anos) dentro da vida útil da obra, fixada em n (anos), é dado pela expressão.

$$J = 1 - \left(1 - \frac{I}{TR} \right)^n$$

A Fig. 3.1 ilustra as relações entre risco, tempo de recorrência e vida útil.

Fig. 3.1 - Risco de Ocorrer Enchente Maior



$$J = 100 \left[1 - \left(1 - \frac{I}{TR} \right)^n \right]$$

n = vida útil (anos)

4 RELAÇÃO ENTRE NÍVEIS D'ÁGUA E DESCARGAS DE PROJETO

Para o projeto de canais de drenagem ou bueiros pode ser necessário conhecer o nível d'água a jusante da obra para a descarga de projeto. Quando o nível de jusante é controlado pelo mar, uma Lagoa ou um lago, é necessário efetuar uma análise estatística dos níveis altos que podem ocorrer simultaneamente com as descargas máximas da obra em questão.

Havendo um rio ou canal natural a jusante- de obra seria, a rigor, necessário calcular o remanso num longo trecho para a descarga de projeto, necessitando de numerosas seções transversais numa extensão que por vezes atinge vários quilômetros.

Como em geral a seção de escoamento de um bueiro é muito menor do que a do curso natural a jusante, a água se espraia ao sair da obra, e o nível da jusante reflete pouco ou nada sobre sua capacidade hidráulica. Dispensa-se assim, na maioria das vezes, o conhecimento das condições hidráulicas do canal natural a jusante de um bueiro.

Para o caso de pontes de rodovias sobre cursos d'água naturais, nas alterações por dragagens ou retificações, a fixação do nível da superestrutura depende da determinação do nível máximo das águas em função da descarga de projeto.

Quando existe um posto fluviométrico nas proximidades da obra a relação cota-descarga desse posto fornece o resultado procurado com grande facilidade. Não havendo posto fluviométrico nas proximidades é necessário avaliar o nível máximo a partir do cálculo de remanso num longo trecho de rio a jusante da obra, atingindo cor vezes uma extensão de vários quilômetros, para a qual se necessita de levantamento topográfico de numerosas seções transversais.

O coeficiente de rugosidade do leito do rio e de suas margens pode ser avaliado por tentativas procurando ajustar a linha de remanso calcula com uma ou várias enchentes de maior porte.

De qualquer modo a determinação do nível máximo de projeto envolvido tanto trabalho e tanta incerteza, seja na avaliação da descarga do projeto seja no cálculo do remanso correspondente, que muitas vezes é preferível usar diretamente o registro de um marca de enchente excepcional nas proximidades da obra, quando há semelhante registro merecendo razoável confiança.

Esse registro normalmente não é associado a um tempo de recorrência bem definido porém, sendo um dos maiores observados, segundo a memória de moradores locais, pode servir razoavelmente de base para um projeto de engenharia.

Marcas de níveis máximos de enchentes mais recentes são naturalmente mais merecedoras de confiança porque os vestígios em árvores muros ou paredes ainda permanecem visíveis, evitando o risco de informações enganosas.

Uma série de marcas de níveis altos, com a indicação de seus anos de ocorrência, permite mesmo uma avaliação do seu tempo de recorrência. Marcam-se em papel com graduação de probabilidade normal os níveis em função das probabilidades dadas pela idade da marca mais antiga em anos dividida pelos números de ordem dos níveis dispostos em ordem de magnitude decrescente.

Para pontes construídas sobre trechos de rio canalizados, a obtenção do nível máximo das águas para determinada descarga de projeto decorre diretamente das fórmulas de cálculo hidráulico de canais regulares.

5 MÉTODOS ESTATÍSTICOS

5.1. TRANSPOSIÇÃO DE DADOS

Normalmente o posto fluviométrico cujos dados devam servir ao projeto não se situa no próprio local da obra. Há necessidade de corrigir os valores das descargas observadas para se referirem ao local da obra. Essa correção é tanto mais imprecisa quanto maior a distância entre o posto e o local da obra.

Não se recomenda uma relação maior que dois nem menor que um meio entre as áreas controladas nesses dois pontos do curso d'água. Para tempos de recorrência de até 10 a 20 anos basta corrigir as descargas segundo a relação das áreas das bacias hidrográficas. Para tempos de recorrência próximos de 100 anos uma relação proporcional à área elevada ao expoente 0,75 parece mais indicada.

Já as envoltórias de descargas máximas regionais, ou as máximas observadas no mundo, correspondendo a tempos de recorrência muito altos, mantém uma relação próxima à potência 0,5 da área de drenagem. Esse fato sugere uma transição contínua segundo uma lei geral, expressa por

$$\frac{Q1}{Q2} = \left(\frac{A1}{A2} \right)^{\frac{a}{Tr+2a}+0,5}$$

sendo Q1 e Q2 as descargas máximas para o tempo de recorrência T_R , em anos, A1 e A2 as áreas de drenagem e a um parâmetro cujo valor pode variar de 20 a 100.

Essa relação é perturbada pela diversidade de formação de enchentes em varias partes da bacia quando essas possuem declividade longitudinal dos cursos d'água, forma da bacia hidrográfica, permeabilidade do solo e cobertura vegetal diferentes. Às vezes a relação é perturbada por valores de descargas máximas mal avaliadas, devido ao emprego de relações cota-descarga deficientes, apoiadas em pouca ou nenhuma medição de descarga alta.

5.2. VALIDADE

A aplicação do método estatístico é recomendável para períodos de recorrência de, no máximo 100 anos ou menor que o dobro do período de dados disponíveis, pois, nestes casos qualquer lei de distribuição é satisfatória porque, normalmente, os resultados diferem pouco entre si.

Os resultados da extrapolação estatística obtidos segundo diversas leis de distribuição começam a divergir apreciavelmente somente para tempos de recorrência mais elevados, para os quais, a aplicação não é mais recomendável.

Os modelos estatísticos mais conhecidos são as Leis de Distribuição de Gumbel, Hazen e Log Pearson III, descritas mais detalhadamente nos capítulos que se seguem. Entretanto nenhum destes procedimentos pode ser considerado melhor que os outros porque uma lei estatística não pode traduzir com fidelidade as complexas relações envolvidas na ocorrência de descargas mais raras.

Enquanto as precipitações excepcionais de chuva tendem aproximadamente para uma lei parabólica com o tempo de recorrência da forma, $P = P_0 \times T_r$ para valores muito altos, as descargas dos rios por estarem sujeitas a outros fatores como permeabilidade do solo, cobertura vegetal, forma da bacia, declividade dos cursos d'água e amortecimento das descargas extravasadas, não apresentam uma distribuição estatística satisfatória para descrever picos de enchentes excepcionais de baixa freqüência que atenda satisfatoriamente a todos os casos.

Por isso os resultados dos estudos estatísticos de descargas máximas de rios devem ser aceitos com muita reserva e precaução, pois é grande a irregularidade que pode ocorrer na sua sucessão natural, sendo freqüente o aparecimento de uma descarga tão excepcionalmente maior que as outras, da série observada, que se tem dúvida do tempo de recorrência a ser atribuído ou qual o grau de influência a ser adotado na curva de ajustamento estatístico.

Como exemplo pode ser citado o caso do vale do rio Itajaí, em Santa Catarina, onde as enchentes de 1983 e 1984 superaram extraordinariamente a todas as observadas a partir de 1911. Em conseqüência julgou-se inicialmente que os níveis d'água máximos registrados em Blumenau de 1853 a 1911 fossem semelhantes aos de 1983 e 1984, com intervalos regulares de 28 a 31 anos.

Uma análise mais cuidadosa mostrou que a enchente de 1911 e, com muita probabilidade outras precedentes, eram referidas ao mesmo nível que as de 1983 e 1984, tendo apenas decorrido um período de 72 anos sem registros mais severos, o que compromete seriamente qualquer estudo estatístico de descargas desenvolvido nessa região em época mais recente. Fenômeno semelhante se observou na bacia do alto Rio Iguaçu, vizinha do Itajaí.

Essas ocorrências de descargas, extremas fugindo da distribuição estatística das séries observadas têm sido descritas freqüentemente, o que sugere uma grande reserva na aplicação de métodos estatísticos para obras importantes e especialmente para enchentes de períodos de recorrência muito elevados..

Outro fator que as vezes prejudica de maneira grave e insuspeita a análise estatística das descargas máximas de um rio é a má definição da relação cota-descarga para níveis elevados devido à de se efetuar as medições de descarga para enchentes excepcionalmente altas, o que condua às imperfeições na extrapolação da relação cota-descarga na maioria dos rios, o que vem prejudicar a definição no segmento mais sensível da curva de probabilidade, diminuído sua confiabilidade.

Para bacias maiores que cerca de 400km² pode-se efetuar o estudo estatístico das descargas máximas anuais com dados médios diários baseados em duas observações diárias. Para bacias de menor extensão é necessário recorrer a dados de aparelhos registradores de níveis, os quais são disponíveis muito mais raramente, devido ao seu alto custo.

No caso de bacias menores, não havendo dados linigráficos para conhecer com precisão os valores das descargas máximas instantâneas, deve-se recorrer a registros de outros rios semelhantes com os quais se pode avaliar a relação entre esses valores máximos e as descargas médias diárias.

Na falta de semelhante informação pode-se recorrer a expressão que Füller estabeleceu a partir de numerosos rios nos E.E. U.U., e que tem a seguinte forma:

$$\frac{q_{máx}}{q_{méd}} = I + \frac{2,66}{A^{0,3}}$$

sendo $q_{máx}$ e $q_{méd}$ a descarga máxima instantânea e a média diária, respectivamente, e A a área da bacia hidrográfica, em km².

5.3. MÉTODO DE GUMBEL

Baseado na teoria dos extremos de amostras ocasionais, Gumbel demonstrou que, se o numero de vazões máximas anuais tende para infinito, a probabilidade “P” de uma dada descarga ser superada por um certo valor da variável aleatória é dada pela equação seguinte, para um número infinito de elementos:

$$P = e^{-e^{-y}} \text{ (equação 5.3.1)}$$

Onde

P = probabilidade de não ocorrerem descargas maiores ;

e = base dos logaritmos neperianos; e

y = variável reduzida.

Na prática, pode-se levar em conta o número real de anos de observação utilizando-se a fórmula devida a Ven Te Chow que demonstrou que a maioria das funções de freqüência, aplicáveis em Hidrologia pode ser resolvida pela equação geral:

$$Q_{(t)} = \bar{Q} + \sigma K_{(t)} \text{ (equação 5.3.2)}$$

onde:

$Q_{(t)}$ = descarga máxima para o tempo de recorrência previsto;

\bar{Q} = descarga média obtida da série disponível;

σ = desvio padrão do universo; e

$K_{(t)}$ = fator de freqüência, que depende do número de amostras e do tempo de recorrência.

A descarga média é obtida pela expressão:

$$\bar{Q} = \frac{\sum Q}{n}$$

onde:

Q = descarga média;

$\sum Q$ = somatório das descargas da série de máximas anuais; e n

n = número de anos de observação.

O desvio padrão é obtido por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(Q - \bar{Q})^2}{n-1}}$$

onde:

$\sum(Q - \bar{Q})^2$ = quadrado do somatório dos desvios da média.

O fator de frequência $K_{(t)}$ pode ser determinado através da expressão:

$$K_{(t)} = \frac{Y - Y_n}{\sigma_n}$$

onde:

Y = variável reduzida;

Y_n = média aritmética da variável reduzida para uma amostra de n elementos extremos;

σ_n = desvio padrão da variável reduzida.

De acordo com a equação 5.3.1 e considerando que o tempo de recorrência, T_R , é o inverso da probabilidade, P, a variável reduzida pode ser calculada pela expressão:

$$Y = -L_n [L_n T_R - L_n (T_R - 1)]$$

onde:

L_n = base dos logaritmos neperianos; e

TR = tempo de recorrência.

A média aritmética da variável reduzida é determinada pela expressão:

$$Y_n = \frac{\sum Y}{n}$$

e o desvio padrão

$$\sigma_n = \sqrt{\frac{\sum(Y - Y_n)^2}{n}}$$

A probabilidade, em percentagem, de não ser excedida uma dada descarga e o tempo de recorrência correspondente podem ser obtidos pelas expressões abaixo:

$$P = 100\left(1 - \frac{m}{n+1}\right) \text{ E } T_R = \frac{100}{100 - P}$$

onde:

M = número de ordem da série anual, organizada de forma decrescente .

O quadro Qd-5.3, apresentado como exemplo ilustrativo, tem como objetivo facilitar a compreensão do método apresentado.

Pode-se verificar a qualidade do ajustamento estatístico, marcando-se os valores observados no papel de Gumbel (Fig.5.3), tendo as descargas, em escala normal, nas ordenadas, e as probabilidades e correspondentes tempos de recorrência, nas abscissas, proporcionais à variável reduzida Y.

Esses elementos se encontram na quinta, sétima, oitava e nona colunas do quadro Qd-5.3.

A reta de ajustamento estatístico pode ser marcada de modo a passar por dois ou mais pontos calculados segundo a equação 5.3.2.

O cálculo das descargas de vários tempos de recorrência não exige necessariamente a representação gráfica, a qual serve roais para apreciar a qualidade do ajustamento, isto é, a dispersão dos valores individuais observados em relação ã reta de ajustamento estatístico.

Método Estatístico

GUMBEL

Qd. – 5.3										
Método de GUMBEL										
Rio: Muriaé										
Posto: Cardoso Moreira										
Ano de ocorrência	Vazões Q (m³/s)	Número de ordem m	Vazões em ordem decrescente (m³/s)	$Q - \bar{Q}$	$(Q - \bar{Q})^2$	* $P = 100 \left(1 - \frac{m}{n-1} \right)$ (%)	** $T_R = \frac{1}{100-P} \times 100$ (anos)	Variável Reduzida y	y - y _n	(y - y _n) ²
1955	333	1	1,005	433,53	187.991,62	96,00	25,00	3,199	2,669	7,124
1956	588	2	863	291,58	85.018,90	92,00	12,50	2,484	1,954	3,818
1957	1,005	3	739	167,58	28.083,06	88,00	8,33	2,057	1,527	2,332
1958	570	4	734	162,58	26.432,26	84,00	6,25	1,747	1,217	1,481
1959	474	5	684	112,58	12.674,26	80,00	5,00	1,500	0,970	0,941
1960	674	6	674	102,58	10.522,66	76,00	4,17	1,294	0,764	0,584
1961	863	7	666	94,58	8.945,38	72,00	3,57	1,113	0,583	0,340
1962	571	8	661	89,58	8.024,58	68,00	3,13	0,955	0,425	0,181
1963	263	9	614	42,58	1.812,06	64,00	2,78	0,808	0,278	0,077
1964	614	10	588	16,58	274,90	60,00	2,50	0,672	0,142	0,020
1965	562	11	588	16,58	274,90	56,00	2,27	0,543	0,013	0,000
1966	739	12	572	0,58	0,34	52,00	2,08	0,422	-0,108	0,012
1967	684	13	571	-0,42	0,18	48,00	1,92	0,307	-0,223	0,050
1968	588	14	570	-1,42	2,02	44,00	1,79	0,201	-0,329	0,108
1969	536	15	562	-9,42	88,74	40,00	1,67	0,091	-0,439	0,193
1970	391	16	536	-35,42	1.254,58	36,00	1,56	-0,024	-0,554	0,307
1971	734	17	474	-97,42	9.490,66	32,00	1,47	-0,131	-0,661	0,437
1972	572	18	456	-115,42	13.321,78	28,00	1,39	-0,240	-0,770	0,593
1973	438	19	438	-113,42	17.800,90	24,00	1,32	-0,349	-0,879	0,773
1974	305	20	422	-149,42	22.326,34	20,00	1,25	-0,476	-1,006	1,012
1975	666	21	391	-180,42	32.551,38	16,00	1,19	-0,607	-1,137	1,293
1976	661	22	338	-233,42	54.484,90	12,00	1,14	-0,741	-1,271	1,615
1977	456	23	305	-266,42	70.979,62	8,00	1,09	-0,914	-1,444	2,085
1978	422	24	263	-308,42	95.122,90	4,00	1,04	-1,181	-1,711	2,928

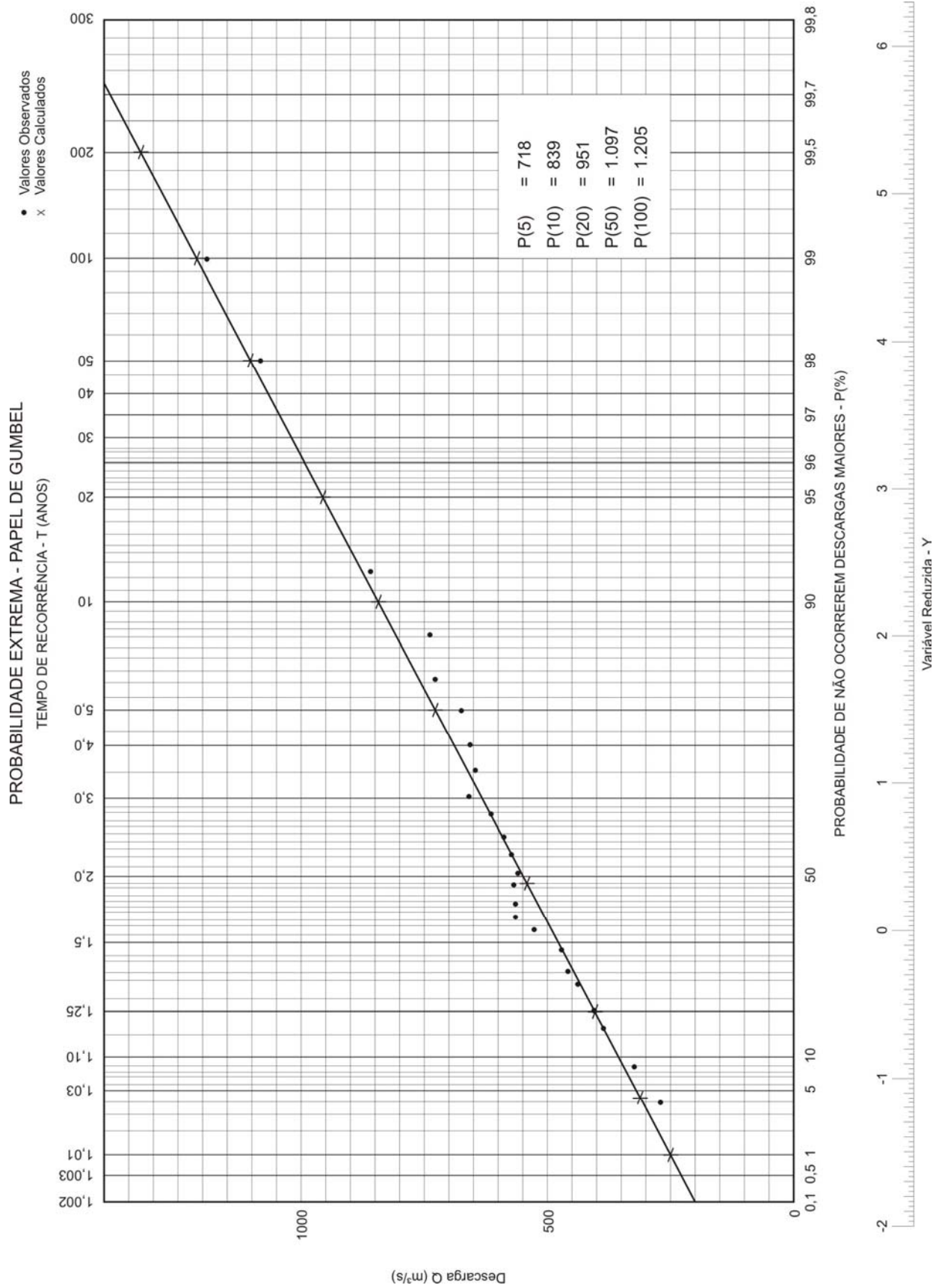
* PROBABILIDADE DE NÃO OCORREREM DESCARGAS MAIORES

** TEMPO DE RECORRÊNCIA

N = 24
$\sum Q = 65,6828$
$\sum (Q - \bar{Q})^2 = 180,1975$
$\sum y = 12,730$
$\sum (y - y_n)^2 = 28,304$

$\bar{Q} = 571,42$
$\sigma_{n-1} = 172,89$
$y_n = 0,53$
$S_n = 1,11$

Figura 5.3



5.4. MÉTODO DE HAZEN

Segundo Hazen, a distribuição das descargas máximas anuais dos registros de um curso d'água distribuem-se, em uma representação logarítmica, segundo a distribuição de frequência normal de Gauss.

Com isto, a partir dos registros fluviométricos de um posto pode-se organizar uma série de máximas anuais, dispondo-as em ordem decrescente, com seus respectivos números de ordem, a partir do qual são calculados os períodos de recorrência pela expressão seguinte:

$$T_R = \frac{n}{m - 1/2}$$

onde:

n = número de anos de observação; e

m = número de ordem da descarga.

A probabilidade de determinada descarga ser igualada ou superada pode ser estabelecida através da expressão:

$$P = \frac{100}{T_R} \text{ (em porcentagem)}$$

onde:

P = probabilidade de ser igualada ou superada determinada cheia; e

T_R = tempo de recorrência.

A variação dessa probabilidade pode ser representada com relação às descargas máximas observadas num gráfico com graduação apropriada, segundo critério introduzido por Hazen. Esse gráfico é estabelecido com a marcação das descargas em ordenadas, em escala logarítmica, e os períodos de recorrência e probabilidades de superação, nas abscissas com graduação tal que as distâncias são proporcionais às frequências acumuladas de uma distribuição estatística normal de Gauss. (Ver Fig.5.4).

As descargas de projeto, ou os pontos que irão facilitar o ajustamento da curva média para a determinação das descargas de projeto, para os diversos tempos de recorrência e sua probabilidade de ocorrer ou ser superada devem ser calculadas através da expressão:

$$Q_{(t)} = \bar{Q} + \sigma K \quad (\text{equação 5.4.1})$$

onde:

$Q_{(t)}$ = descarga máxima esperada para determinado tempo de recorrência,

σ = desvio padrão; e

K = valores que decorrem da deformação de uma distribuição de probabilidade logarítmica normal.

A descarga média e o desvio padrão são calculados pelas seguintes expressões;

$$\bar{Q} = \frac{\Sigma Q}{n} ; \sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(\bar{Q} - Q)^2}{n-1}}$$

onde:

\bar{Q} = média aritmética das descargas;

ΣQ = somatório das descargas;

n = número de anos de observação;

σ = desvio padrão; e

Para alcançar o ajustamento da curva média, Hazen estabeleceu valores para K , apresentados na Tabela do Quadro 5.4.1, apresentada a seguir, que decorrem da deformação de uma distribuição de probabilidade logarítmica normal representada como uma reta no gráfico citado. Essa deformação consiste na adição ou subtração de uma constante às descargas de uma distribuição normal alterando-se, assim, somente a média e o desvio padrão, mantendo-se os coeficientes de variação e de assimetria inalterados, resultando daí uma distribuição de probabilidade logarítmica modificada.

Os coeficientes de variação e assimetria são calculados através das expressões:

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{Q}} \quad \text{E} \quad CA = \frac{n \Sigma(Q - \bar{Q})^3}{(n-1)(n-2)\sigma^3}$$

onde:

C_V = coeficiente de variação;

C_A = coeficiente de assimetria;

Os demais parâmetros têm os mesmos significados anteriores.

Levando-se em conta que somente é se conseguido um significado estatístico adequado para o coeficiente de assimetria para mais de 140 anos de observações, Hazen sugeriu a correção desse coeficiente multiplicando-o pelo fator $F = 1 + 8,5/n$, onde n é o número de observações, dando origem ao coeficiente de assimetria corrigido:

$$CS = CA \left(1 + \frac{8,5}{n} \right)$$

Conhecido o coeficiente de assimetria corrigido, faz-se o cálculo dos pontos de ajustamento da curva através da equação 5.4.1 com auxílio da tabela do Quadro Qd-5.4.2, fornece os valores de K para os diversos tempos de recorrência e probabilidades de ser excedidos.

Nos Quadros e Gráfico anexos é exemplificada a aplicação do Método de HAZEN.

QD - 5.4.1 Coeficientes para uma distribuição probabilidade logarítmica modificada (segundo a hazen)

Qd.-5.4.1

Método de HAZEN**Coefficientes para uma distribuição probabilidade logarítmica modificada**

Coeficiente de Assimetria	Termos acima da média (%)	Probabilidade de ser excedido (%)									Coeficiente da Variação
		99 (-)	95 (-)	80 (-)	50 (-)	20 (+)	5 (+)	1 (+)	0.1 (+)	0.01 (+)	
0.	50.0	2.32	1.64	0.84	0.	0.84	1.64	2.32	3.09	3.72	0.
0.1	49.4	2.25	1.62	.85	.02	.84	1.67	2.40	3.24	3.96	.03
0.2	48.7	2.18	1.59	.85	.03	.83	1.71	2.48	3.39	4.20	.06
0.3	48.1	2.12	1.56	.85	.05	.83	1.74	2.56	3.55	4.45	.10
0.4	47.5	2.05	1.53	.85	.06	.82	1.76	2.64	3.72	4.72	.13
0.5	46.9	1.99	1.50	.85	.08	.82	1.79	2.72	3.90	5.00	.16
0.6	46.3	1.92	1.47	.85	.09	.81	1.81	2.80	4.08	5.30	.20
0.7	45.6	1.86	1.44	.85	.11	.80	1.84	2.89	4.28	5.64	.23
0.8	45.0	1.80	1.41	.85	.12	.79	1.86	2.97	4.48	6.00	.26
0.9	44.4	1.73	1.38	.85	.14	.77	1.88	3.06	4.69	6.37	.30
1.0	43.7	1.68	1.34	.84	.15	.76	1.90	3.15	4.92	6.77	.33
1.1	43.1	1.62	1.31	.84	.17	.75	1.92	3.24	5.16	7.23	.37
1.2	42.5	1.56	1.28	.83	.18	.74	1.94	3.33	5.40	7.66	.41
1.3	41.9	1.51	1.25	.83	.19	.72	1.96	3.41	5.64	8.16	.44
1.4	41.3	1.46	1.22	.62	.20	.71	1.98	3.50	5.91	8.66	.48
1.5	40.7	1.41	1.19	.81	.22	.69	1.99	3.59	6.18	9.16	.51
1.6	40.1	1.36	1.16	.81	.23	.67	2.01	3.69	6.48	9.79	.55
1.7	39.5	1.32	1.13	.80	.24	.66	2.02	3.78	6.77	10.40	.59
1.8	38.9	1.27	1.10	.79	.25	.64	2.03	3.88	7.09	11.07	.62
1.9	38.3	1.23	1.07	.78	.26	.62	2.04	3.98	7.42	11.83	.66
2.0	37.7	1.19	1.05	.77	.27	.61	2.05	4.07	7.78	12.60	.70
2.1	37.1	1.15	1.02	.76	.28	.59	2.06	4.17	8.13	13.35	.74
2.2	36.5	1.11	.99	.75	.29	.57	2.07	4.27	8.54	14.30	.78
2.3	35.9	1.07	.96	.74	.30	.55	2.07	4.37	8.95	15.25	.82
2.4	35.3	1.03	.94	.73	.31	.53	2.08	4.48	9.35	-	.86
2.5	34.7	1.00	.91	.72	.31	.51	2.08	4.58	9.75	-	.90
2.6	34.1	.97	.89	.71	.32	.49	2.09	4.68	10.15	-	.94
2.7	33.5	.94	.86	.69	.33	.47	2.09	4.78	10.65	-	.98
2.8	32.9	.91	.84	.68	.33	.45	2.09	4.98	11.20	-	1.03
2.9	33.3	.87	.82	.67	.34	.43	2.09	5.01	11.75	-	1.08
3.0	31.8	.84	.79	.66	.34	.41	2.08	5.11	12.30	-	1.12
3.2	30.6	.78	.74	.64	.35	.37	2.06	5.35	13.50	-	1.22
3.4	29.4	.73	.69	.61	.36	.32	2.04	5.58	-	-	1.33
3.5	28.1	.67	.65	.58	.36	.28	2.02	5.80	-	-	1.44
3.8	27.0	.62	.61	.55	.36	.23	1.98	6.10	-	-	1.57
4.0	25.7	.58	.56	.52	.36	.19	1.95	6.50	-	-	1.70
4.5	22.2	.48	.47	.45	.35	.10	1.79	7.30	-	-	2.10
5.0	19.2	.40	.40	.39	.34	0.	1.60	8.20	-	-	2.50
		1.01	1.05	1.25	2.00	5	20	100	1.000	10.000	
TEMPO DE RECORRÊNCIA (ANOS)											

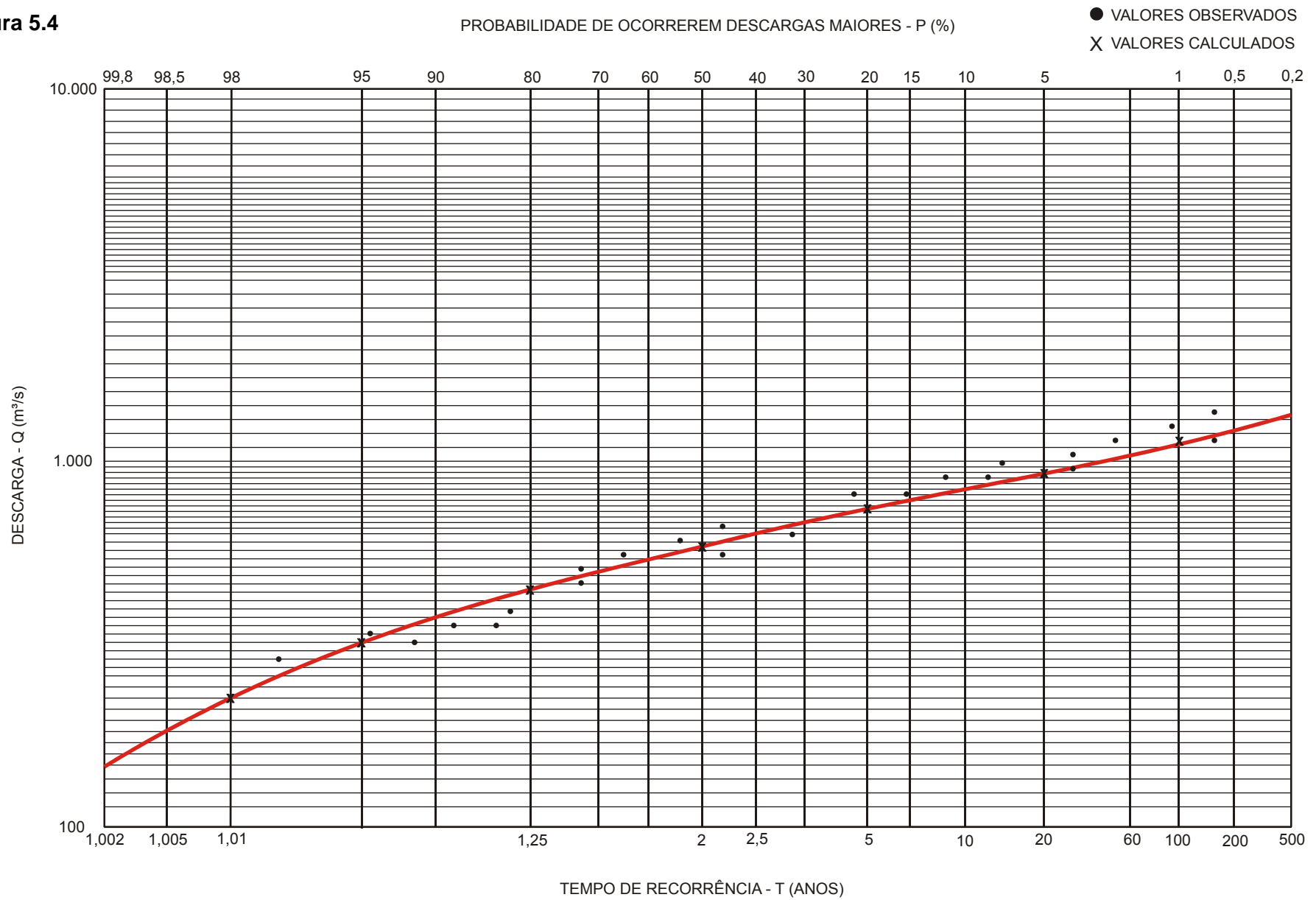
Qd. - 5.4.2	Método de HAZEN
	Análise Estatística
RIO: Muriaé	Posto: Cardoso Moreira

Ano de ocorrência	Vazões Q (m³/s)	Número de ordem m	Vazões em ordem decrescent e (m³/s)	$(Q - \bar{Q})$	$(Q - \bar{Q})^2$	$(Q - \bar{Q})^3$	Tempo de recorrência $T_R = \frac{n}{m - 1/2}$	Probabilidade $P = \frac{100}{T_R} \%$
1955	338	1	1,005	433,58	187.991,62	81.509,407	48,00	2,08
1956	588	2	863	291,58	85.018,90	24.789,811	16,00	6,25
1957	1,005	3	739	167,58	28.086,06	4.706,662	9,60	10,42
1958	570	4	734	162,58	26.432,26	4.297,357	6,86	14,57
1959	474	5	684	112,58	12.674,26	1.426,868	5,33	18,75
1960	674	6	674	102,58	10.552,66	1.079,415	4,36	22,92
1961	863	7	666	94,58	8.945,38	846,054	3,69	27,08
1962	571	8	661	89,58	8.024,58	718,842	3,20	31,25
1963	263	9	614	42,58	1.813,06	77,200	2,82	35,42
1964	614	10	588	16,58	274,90	4,558	2,53	39,58
1965	562	11	588	16,58	274,90	4,558	2,29	43,75
1966	739	12	572	0,58	0,34	-	2,09	47,92
1967	684	13	571	-0,42	0,18	-	1,92	52,08
1968	588	14	570	-1,42	2,02	-3	1,78	56,25
1969	536	15	562	-9,42	88,74	-836	1,66	60,42
1970	391	16	536	-35,42	1.254,58	-44,437	1,55	64,58
1971	734	17	474	-97,42	9.490,66	-924,580	1,45	68,75
1972	572	18	456	-115,42	13.321,78	-1.537,600	1,37	72,92
1973	438	19	438	-133,42	17.800,90	-2.374,996	1,30	77,08
1974	305	20	422	-149,42	22.326,34	-3.336,002	1,23	81,25
1975	666	21	391	-180,42	32.551,38	-5.872,920	1,17	85,42
1976	661	22	338	-233,42	54.484,90	-12.717,865	1,12	89,58
1977	456	23	305	-266,42	70.979,62	-18.910,390	1,07	93,75
1978	422	24	263	-308,42	95.122,90	-29.337,805	1,02	97,92

N = 24
$\sum Q = 13,714$
$\sum(Q - \bar{Q})^2 = 687.482,92$
$\sum(Q - \bar{Q})^3 = 44.403,258$

$\bar{Q} = 571,42$
$\sigma_{n-1} = 172,89$
$C_v = 0,302$
$C_A = 0,374$
$C_s = 0,506$

Figura 5.4



5.5. MÉTODO DE LOG - PEARSON TIPO III (LP III)

A distribuição de Log-Pearson Tipo III (LP-III) constitui-se de uma variação da distribuição de Pearson Tipo III onde são calculados os logaritmos das descargas, adotando-se o mesmo ajustamento da distribuição de Pearson III.

A distribuição LP-III tem a seguinte expressão de distribuição de probabilidade:

$$f(x) = p \left(1 + \frac{x}{a}\right)^{-\frac{cx}{a}}$$

onde:

x = desvios da variável em relação à moda;

p , a e c = parâmetros obtidos dos dados amostrais.

Na prática pode ser utilizada a função de distribuição cumulativa segundo a expressão:

$$\log Q_{(t)} = \bar{X} + K\sigma \text{ (equação 5.5.1)}$$

onde:

Q = descarga máxima para o tempo de recorrência previsto;

\bar{X} = média dos logaritmos das descargas da série disponível;

σ = desvio padrão dos logaritmos das descargas da série disponível?

K = fator de frequência, função do coeficiente de assimetria e da probabilidade não ser excedida, cujos valores são apresentados nas tabelas dos Quadros Qd-5.5.1 e Qd-5.5.2.

A média dos logaritmos das descargas é obtida pela expressão

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n}$$

onde:

\bar{X} = média dos logaritmos das descargas;

ΣX = somatório dos logaritmos das descargas da série de máximas anuais; e

n = número de anos de observação.

O desvio padrão é obtido por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(X - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{\Sigma X^2 - (\Sigma X)^2/n}{n-1}}$$

em que:

ΣX^2 = somatório dos quadrados dos logaritmos das descargas;

$(\Sigma X)^2$ = somatório dos logaritmos elevado ao quadrado;

n = número de anos de observação.

O coeficiente de assimetria é obtido pela expressão:

$$CA = \frac{n^2(\Sigma X^3) - 3n(\Sigma X)(\Sigma X^2) + 2(\Sigma X^3)}{n(n-1)(n-2)\sigma^3}$$

onde:

CA = coeficiente de assimetria;

ΣX^3 = somatório dos cubos logaritmos das descargas; e

$(\Sigma X)^3$ = somatório dos logaritmos das descargas elevado ao cubo.

Conforme apresentado no método de Hazen, o coeficiente de assimetria, em razão do pequeno número de amostras, deverá ser multiplicado pelo fator de correção, $F = 1 + 8,5/n$, dando origem ao coeficiente de assimetria corrigido:

$$CS = CA + \frac{8,5}{n}$$

A probabilidade de não ser excedida e o período de recorrência correspondente devem ser obtidos pelas expressões:

$$P = 100\left(1 - \frac{m}{n-1}\right) \text{ em \%}, \text{ e } T_R = \left(\frac{1}{100-P}\right) \times 100$$

onde;

m = número de ordem da série anual, organizada de forma decrescente,

Os quadros 5.5.1, 5.5.2, 5.5.3 apresentados como exemplo ilustrativo, tem como objetivo facilitar a compreensão da metodologia exposta.

Para a verificação da qualidade do ajustamento estatístico, são representados os valores dessa distribuição em papel log normal, tendo nas ordenadas as descargas e nas abscissas a probabilidade de não exceder e os correspondentes tempos de recorrência (ver Fig.5.5).

A curva de ajustamento estatístico pode se apresentar com três formas distintas em função do coeficiente de assimetria obtido, a saber: se for nula a forma será de uma reta; se o coeficiente de assimetria for positivo, a curva terá sua concavidade voltada para cima, e se negativo, a curva terá sua concavidade voltada para baixo.

Qd. 5.5.1

Método de LOG PEARSON tipo III

FATORES DE FREQUÊNCIA – K – PARA A DISTRIBUIÇÃO DE PEARSON TIPO III

Tempo de recorrência (anos)	Probabilidade de não exceder (%)	Coeficiente de Assimetria - CA																		
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,5	3,0
1,01	1,0	-2,326	-2,253	-2,178	-2,104	-2,029	-1,955	-1,880	-1,806	-1,733	-1,660	-1,588	-1,449	-1,318	-1,197	-1,087	-0,990	-0,905	-0,799	-0,667
1,05	5,0	-1,645	-1,616	-1,586	-1,555	-1,524	-1,491	-1,458	-1,423	-1,389	-1,353	-1,317	-1,243	-1,168	-1,093	-1,020	-0,949	-0,881	-0,790	-0,665
1,25	20,0	-0,842	-0,846	-0,850	-0,853	-0,855	-0,856	-0,857	-0,857	-0,856	-0,854	-0,851	-0,844	-0,832	-0,817	-0,799	-0,777	-0,752	-0,711	-0,606
2,00	50,00	0,0	-0,017	-0,033	-0,050	-0,067	-0,083	-0,099	-0,116	-0,132	-0,148	-0,164	-0,195	-0,225	-0,254	-0,282	-0,307	-0,330	-0,360	-0,396
5,00	80,0	0,842	0,836	0,830	0,824	0,816	0,808	0,800	0,790	0,780	0,769	0,758	0,733	0,705	0,675	0,643	0,609	0,574	0,518	0,420
10,00	90,0	1,282	1,292	1,301	1,309	1,317	1,323	1,329	1,333	1,336	1,339	1,340	1,341	1,337	1,329	1,318	1,303	1,284	1,250	1,180
20,00	95,0	1,645	1,673	1,700	1,726	1,750	1,774	1,797	1,819	1,839	1,859	1,877	1,910	1,938	1,962	1,981	1,995	2,006	2,012	2,003
25,00	96,0	1,751	1,785	1,818	1,849	1,880	1,910	1,939	1,967	1,993	2,018	2,043	2,088	2,128	2,163	2,193	2,219	2,239	2,262	2,278
50,00	98,0	2,054	2,107	2,159	2,211	2,261	2,311	2,359	2,407	2,453	2,498	2,542	2,626	2,706	2,780	2,848	2,912	2,970	3,048	3,152
100,00	99,0	2,326	2,400	2,472	2,544	2,615	2,686	2,755	2,864	2,891	2,957	3,023	3,149	3,271	3,388	3,499	3,605	3,705	3,845	4,051
200,00	99,5	2,576	2,670	2,763	2,856	2,949	3,041	3,132	3,223	3,312	3,401	3,889	3,661	3,829	3,990	4,147	4,298	4,444	4,651	4,970
500,00	99,8	2,878	3,000	3,122	3,244	3,366	3,487	3,609	3,730	3,850	3,969	4,088	4,323	4,553	4,779	4,999	5,215	5,424	5,728	6,205
1.000,00	99,9	3,090	3,233	3,377	3,521	3,666	3,811	3,956	4,100	4,245	4,388	4,531	4,815	5,095	5,371	5,642	5,908	6,168	6,548	7,152

Qd. 5.5.2

Método de LOG PEARSON tipo III

FATORES DE FREQUÊNCIA – K – PARA A DISTRIBUIÇÃO DE PEARSON TIPO III

Tempo de recorrência (anos)	Probabilidade de não exceder (%)	Coeficiente de Assimetria - CA																	
		-0,1	-0,2	-0,3	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	-1,2	-1,4	-1,6	-1,8	-2,0	-2,2	-2,5	-3,0
1,01	1,0	-2,400	-2,472	-2,544	-2,615	-2,686	-2,755	-2,824	-2,891	-2,957	-3,023	-3,149	-3,271	-3,388	-3,499	-3,605	-3,705	-3,845	-4,051
1,05	5,0	-1,673	-1,700	-1,726	-1,750	-1,774	-1,797	-1,819	-1,839	-1,859	-1,877	-1,910	-1,938	-1,962	-1,981	-1,996	-2,006	-2,012	-2,003
1,25	20,0	-0,837	-0,830	-0,824	-0,816	-0,808	-0,800	-0,790	-0,780	-0,769	-0,758	-0,733	-0,705	-0,675	-0,643	-0,609	-0,574	-0,518	-0,420
2,00	50,00	0,0166	0,033	0,050	0,067	0,083	0,099	0,116	0,132	0,148	0,164	0,195	0,225	0,254	0,281	0,307	0,330	0,360	0,396
5,00	80,0	0,846	0,850	0,885	0,855	0,856	0,858	0,857	0,856	0,854	0,852	0,844	0,832	0,817	0,799	0,777	0,752	0,844	0,636
10,00	90,0	1,270	1,258	1,245	1,231	1,216	1,200	1,183	1,166	1,147	1,128	1,086	1,041	0,994	0,945	0,895	0,711	0,770	0,660
20,00	95,0	1,616	1,586	1,555	1,524	1,491	1,458	1,423	1,389	1,353	1,317	1,243	1,168	1,093	1,019	0,949	0,882	0,790	0,665
25,00	96,0	1,716	1,679	1,643	1,606	1,567	1,528	1,489	1,448	1,407	1,366	1,282	1,198	1,116	1,035	0,959	0,888	0,793	0,665
50,00	98,0	2,000	1,945	1,890	1,834	1,777	1,720	1,663	1,606	1,549	1,492	1,379	1,270	1,116	1,069	0,980	0,900	0,798	0,666
100,00	99,0	2,253	2,178	2,104	2,029	1,955	1,880	1,806	1,733	1,660	1,588	1,449	1,318	1,197	1,087	0,990	0,905	0,799	0,667
200,00	99,5	2,482	2,388	2,294	2,201	2,108	2,016	1,926	1,837	1,749	1,664	1,501	1,351	1,216	1,097	0,995	0,907	0,800	0,667
500,00	99,8	2,757	2,637	2,517	2,399	2,283	2,169	2,057	1,948	1,842	1,740	1,550	1,380	1,231	1,105	0,998	0,908	0,800	0,667
1.000,00	99,9	2,948	2,808	2,669	2,533	2,399	2,268	2,140	2,017	2,899	2,786	1,577	1,394	1,238	1,107	0,999	0,909	0,800	0,667

QD. 5.5.3

MÉTODO DE LOG PEARSON TIPO III

Análise Estatística

Ano de ocorrência	Vazões Q (m³/s)	Número de ordem m	Vazões em ordem decrescente (m³/s)	Logaritmos das vazões X = Log Q	X2	X3	* $P = 100 - \frac{m}{n+1} \%$	** $T_R = \frac{1}{100-P} \times 100$ (anos)
1955	338	1	1,005	3,0022	9,0132	27,0594	96,00	25,00
1956	588	2	863	2,9360	8,6202	25,3089	92,00	12,50
1957	1,005	3	739	2,8686	8,2291	23,6064	88,00	8,33
1958	570	4	734	2,8657	8,2122	23,5337	84,00	6,25
1959	474	5	684	2,8351	8,0375	22,7869	80,00	5,00
1960	674	6	674	2,8287	8,0013	22,6330	76,00	4,17
1961	863	7	666	2,8235	7,9720	22,5088	72,00	3,57
1962	571	8	661	2,8202	7,9535	22,4306	68,00	3,13
1963	263	9	614	2,7882	7,7739	21,6749	64,00	2,78
1964	614	10	588	2,7694	7,6695	21,2396	60,00	2,50
1965	562	11	588	2,7694	7,6695	21,2396	56,00	2,27
1966	739	12	572	2,7574	7,6032	20,9652	52,00	2,08
1967	684	13	571	2,7566	7,5960	20,9478	48,00	1,92
1968	588	14	570	2,7559	7,5948	20,9004	44,00	1,79
1969	536	15	562	2,7497	7,5610	20,7909	40,00	1,67
1970	391	16	536	2,7292	7,4483	20,3277	36,00	1,56
1971	734	17	474	2,6758	7,1598	19,1580	32,00	1,47
1972	572	18	456	2,6590	7,0701	18,7991	28,00	1,39
1973	438	19	438	2,6415	6,9774	18,4306	24,00	1,32
1974	305	20	422	2,6253	6,8923	18,0944	20,00	1,25
1975	666	21	391	2,5922	6,7194	17,4178	16,00	1,19
1976	661	22	338	2,5289	6,3954	16,1735	12,00	1,14
1977	456	23	305	2,4843	6,1717	15,3325	8,00	1,09
1978	422	24	263	2,4200	5,8562	14,1717	4,00	1,04

* PROBABILIDADE DE NÃO OCORREM DESCARGAS MAIORES

** TEMPO DE RECORRÊNCIA

N = 24
$\sum X = 65,6828$
$\sum X^2 = 180,1975$
$\sum X^3 = 495,5334$

Rio: Muriaé

$\bar{X} = 2,7368$
$\sigma_{n-1} = 0,1380$
$C_A = 0,4518$
$C_S = 0,6118$

Posto: Cardoso Moreira

5.6. ESTATÍSTICA DE VOLUMES DE ENCHENTES

Quando se deseja conhecer a forma de fluviograma de enchente de vários períodos de recorrência, torna-se necessário fazer a análise estatística das descargas médias ou dos volumes escoados em intervalos de tempo crescente e a associação dos acréscimos de volume escoados para a mesma freqüência, permitindo construir os fluviogramas típicos de vários tempos de recorrência.

Para esse procedimento anota-se, para cada enchente observada, o intervalo de tempo entre o início do período de ascensão das descargas e o pico da enchente, construindo-se o fluviograma tipo com o acréscimo de deflúvio de certa freqüência, segundo a sua ocorrência mais freqüente.

6 MÉTODO DO FLUVIOGRAMA UNITÁRIO SINTÉTICO

6.1. GENERALIDADES

Para o dimensionamento de pontes ou bueiros rodoviários, na maioria dos casos, não se dispõe de dados fluviométricos do curso d'água envolvido, ou mesmo próximo à obra, especialmente tratando-se de bacias hidrográficas de pequena importância hidrológica, que são as mais comuns.

Nesses casos a metodologia de cálculo mais indicada refere-se à aplicação do fluviograma ou hidrograma unitário sintético, como mais freqüentemente é designado, cujas características se baseiam na generalização das condições médias de escoamento de numerosos estudos para os quais se dispõe de dados fluviométricos.

O hidrograma unitário sintético, proposto por Snyder, possui uma formulação muito complexa, porém com suas principais características definidas a partir do comprimento e da declividade do curso d'água, cujas validados são duvidosas em regiões onde os modelos não tenham sido suficientemente comprovados. Para aplicação prática, devido à sua formulação mais simples e ser suficientemente preciso, adota-se com mais freqüência o hidrograma unitário triangular, desenvolvido pelo U.S. Soil Conservation Serviço, que posteriormente será apresentado.

A imprecisão decorrente da simplificação dos parâmetros de cálculo toma-se pouco significativa frente à incerteza na definição de outros fatores como o tempo de concentração e a relação chuva-deflúvio. Na realidade o hidrograma unitário do Soil Conservation Serviço baseia-se no conceito do tempo de concentração, desprezando-se as imprecisões de sua avaliação, enquanto que, no hidrograma proposto por Snyder, esse conceito não considerado na sua formatação, leva à aparência de menor exatidão.

A aplicação do hidrograma unitário sintético compreende três fases principais distintas, que são:

- definição da chuva de projeto;
- determinação da relação chuva-deflúvio, com suas perdas;
- cômputo do hidrograma total, somando-se o produto dos excessos de precipitação pelas ordenadas do hidrograma unitário.

Na utilização do método do hidrograma sintético serão apresentados dois procedimentos de cálculo distintos, a saber:

- Procedimento A, que inclui as chuvas antecedentes,
- Procedimento B, não considerando as chuvas antecedentes.

O procedimento B tem sido utilizado com mais freqüência nos meios técnicos do Brasil.

O procedimento A distingue-se pela inclusão de chuvas antecedentes à fase mais intensa da chuva de projeto. Com esse procedimento pretende-se diminuir a importância da umidade do solo no início da tempestade, cujo efeito é mais apreciável nos deflúvios resultantes do prolongamento da chuva.

Na descrição dos diversos fatores que intervêm no cálculo da enchente de projeto, apresentada a seguir, destaca-se a diferença de tratamento dados aos dois procedimentos de cálculo.

6.2. VALIDADE

A aplicação do hidrograma unitário é discutível, pois tem-se observado que as descargas máximas crescem proporcionalmente mais com os excessos da precipitação que lhes dão origem, o que pode ser explicado pelo fato do deflúvio superficial ser composto por duas partes, uma que escoam mais rapidamente, denominada deflúvio superficial direto, e a outra, de escoamento mais lento, designada por deflúvio sub-superficial.

Verifica-se que para as pequenas enchentes predomina o escoamento sub-superficial, enquanto para as enchentes maiores o escoamento superficial direto é proporcionalmente maior. Em consequência, para as enchentes maiores, resultam descargas máximas crescendo mais rapidamente que os deflúvios totais a elas relacionados, contrariando o princípio básico do hidrograma unitário.

Por outro lado, para as enchentes maiores predomina o efeito de amortecimento das pontas de descargas, decorrente do transbordamento das calhas fluviais, nos rios de margens baixas. Esse é um efeito contraditório ao comportamento do deflúvio superficial direto e do sub-superficial, antes descrito.

Com a descrição desses efeitos cuja predominância, em diversos níveis de descargas, varia a cada caso, verificam-se as imperfeições da aplicação do hidrograma unitário sintético. Somente um modelo paramétrico bem estruturado pode simular as enchentes de uma bacia mais próxima de seu comportamento real, levando em conta, além do efeito amortecimento das margens baixas, a participação desigual do deflúvio superficial direto e do sub-superficial, como

se ocorressem dois hidrogramas unitários simultâneos com descargas máximas nitidamente diferentes, tendo uma participação variável, conforme a magnitude de enchente.

Tal procedimento, no entanto, somente toma-se com dados fluviométricos confiáveis, o que em geral não se dispõe nos projetos de drenagem superficial, pontes e bueiros, das obras rodoviárias, de importância hidrológica pouco significativa.

6.3. CHUVA DE PROJETO

6.3.1. RELAÇÃO PRECIPITAÇÃO-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA

A aplicação do hidrograma unitário sintético requer normalmente o conhecimento de precipitações para durações inferiores a 24 horas, resultantes do estudo estatístico de dados pluviográficos, que em geral não são muito abundantes.

Havendo dados pluviográficos na proximidade do local da obra, convém efetuar a análise estatística das precipitações intensas para durações de 5 minutos, 15 minutos, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 6 horas, 12 horas, 24 horas e 48 horas.

Essa análise pode ser complementada com o estudo estatístico das chuvas de: 2, 4, 6 e 8 dias consecutivos, obtidas de registros em pluviômetros. Por vezes essa análise estatística já foi elaborada para o posto de interesse do projeto.

Quando não há dados pluviográficos nas proximidades do local da obra deve-se recorrer a dados bibliográficos, entre os quais destaca-se o livro "Chuvas Intensas no Brasil", do Engº Otto Pfafstetter, que desenvolveu equações de chuva para diversos postos pluviográficos no Brasil, procurando o posto mais próximo e com características meteorológicas mais semelhantes às da área em estudo.

Para facilitar o uso dos dados foram organizadas tabelas, fornecendo para os 98 postos pluviográficos tratados, a precipitação relativa, para diversas durações e períodos de recorrência da chuva.

Essa precipitação relativa é definida pela expressão:

$$P = K \times [at + b \log(1 + ct)] \text{ (equação 6.3.1)}$$

sendo

$$K = T_R^{\alpha + \beta / T_R^{0.25}}$$

t	5min	15min	30min	1h	2h	4h	8h	24h	2d	4d	6d
α	0,108	0,122	0,138	0,156	0,166	0,174	0,176	0,17	0,166	0,156	0,152
β	0	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08

em que t é a duração da chuva, em horas, T_R período de recorrência, em anos, e P é a precipitação, em milímetros. Os valores de a , b e c dependem do posto considerado e α e β são dados na tabela seguinte

Para os diversos postos do Brasil, consoante a equação 6.3.1, foram estabelecidas na figura 6.3.1, a seguir, as linhas de tendência das precipitações relativas de 24 horas duração de 1 hora, e de 15 minutos, referidas ao número do posto analisado.

Destacam-se como aquelas de maior potencialidades de formação de chuvas intensas de curta duração as determinadas para os postos: Posto nº 74 – Santos – Itaperuna, Posto nº 75 – Santos, Posto nº 53 – Paranaguá, Posto nº 93 – Ubatuba, todos localizados na costa atlântica.

Quando não existem dados pluviográficos nas proximidades da obra, mas dispõe-se de pelo menos um pluviômetro com o mínimo de 10 a 15 anos de observações, pode-se correlacionar a precipitação a um posto pluviográfico através de um estudo estatístico de um posto representativo, com dados diários de leituras de pluviômetro.

Para tanto transforma-se a precipitação de um dia com o período de recorrência de 10 anos, geralmente bem definida, na precipitação equivalente de 24 horas, multiplicando-a pelo fator 1,13. Dividindo essa precipitação pelo valor do posto de referência, também para o período de recorrência de 10 anos e mesma duração, obtém-se a precipitação relativa do posto examinado.

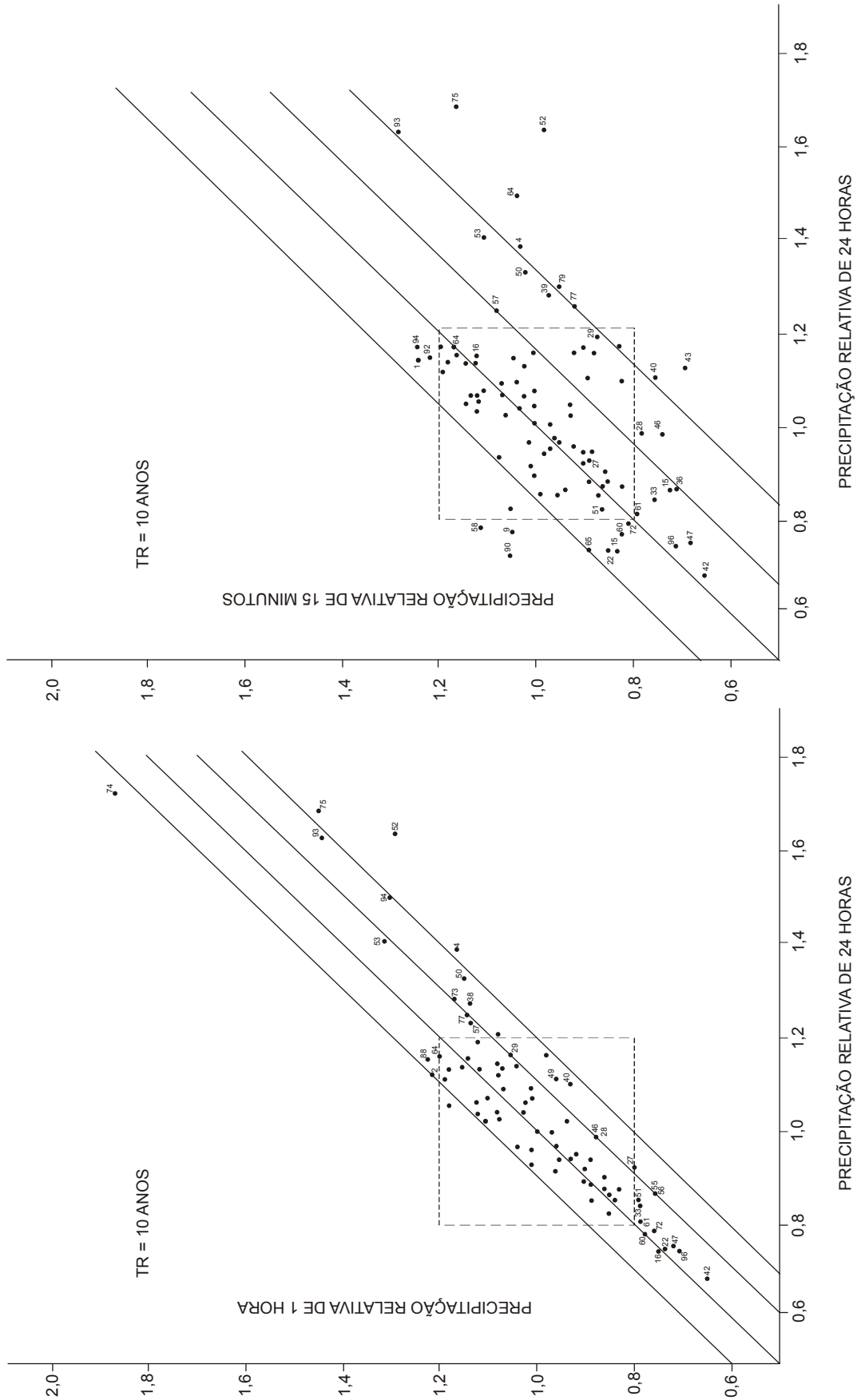
A correlação entre as precipitações de 24 horas e as de menor duração com igual freqüência é mais inadequada, porém, em primeira aproximação, pode-se admitir que o fator de precipitação varia pouco para diversas durações da chuva. Com isto basta multiplicar a precipitação relativa para 24 horas pelas precipitações relacionadas para o posto de referência, correspondentes ao tempo de recorrência e às durações desejadas.

Um procedimento mais consistente seria interpolar uma curva, entre um grupo de curvas regionais representativo do caso em estudo,. Essa curva interpolada deve conter a precipitação relativa achada para 24 horas.

Para determinação de outros pontos basta multiplicar as precipitações da curva de chuva interpolada para outras durações pelas precipitações do posto de referência.

Os conceitos expostos nesse capítulo aplicam-se indistintamente para o procedimento A, que inclui as chuvas antecedentes, como para o procedimento B, utilizado com maior freqüência, desprezando as chuvas antecedentes.

Figura 6.3.1 Comparação das Precipitações Relativas



6.3.2. SIMULTANEIDADE DAS CHUVAS

Nos noticiários sobre calamidades públicas, uma tempestade excepcional é normalmente considerada como a precipitação que ocorreu com uma determinada duração, subentendendo-se que essa foi a situação mais crítica e que as precipitações para outras durações foram menos extraordinárias.

Os registros de tempestades observadas demonstram que as precipitações ocorridas em diversas durações numa mesma tempestade são de severidade e freqüência variáveis e assim, numa tempestade, sempre há uma duração para a qual a precipitação é a de freqüência mais rara e as precipitações de durações maior ou menor são de períodos de recorrência menores.

A tempestade que servirá para o cálculo da enchente será composta de acréscimos de precipitação para durações crescentes, dispostos ao longo do tempo, numa seqüência que será discutida em capítulo subsequente.

Esses acréscimos de precipitação, que compõem a tempestade de projeto, não devem corresponder ao período de recorrência igual ao escolhido para a enchente de projeto. Se assim for procedido, resultará uma enchente consideravelmente maior à que ocorre na natureza com o período de recorrência de projeto, especialmente quando for incluído no cálculo um longo período de chuvas antecedentes ao pico da tempestade.

A distribuição estatística das precipitações de diversas durações que ocorrem simultaneamente na mesma tempestade deve ser deduzida da análise de registros de dados observados.

Dessa forma fez-se a análise estatística das precipitações observadas em diversas durações e pertencentes a uma mesma tempestade, consultando-se os registros originais de vários postos que serviram para sua elaboração. Comparando-se esse resultado com a análise estatística das precipitações de várias durações que não pertenciam necessariamente às mesmas tempestades, pode-se avaliar a redução da potencialidade da chuva de uma tempestade tendo valor crítico para uma duração diferente da considerada.

Para esclarecer esse conceito são apresentados a seguir exemplos ilustrativos referidos aos postos pluviográficos estudados pelo Eng^o Otto Pfafstetter, iniciando com o posto nº 48 - Niterói.

Para um determinado posto pluviográfico separam-se inicialmente as maiores tempestades, nas quais, pelo menos uma das precipitações registradas para diversas durações, excedeu determinados valores tomados como base para seleção. Assim, no exemplo de Niterói, o quadro Qd- 6.3.2.1 mostra as precipitações registradas nos 31,5 anos de observação

pluviográfica para as tempestades em que, pelo menos, para uma das durações analisadas, a precipitação excedeu os valores base indicados no alto do quadro.

Nos campos ressaltados, onde foi apresentado um risco, os dados originais não fornecem as precipitações correspondentes, pois os valores observados não excedem à base escolhida naquela coleta, a qual é próxima de 50%, portanto menor que a base usada na presente seleção. No quadro Qd-6.3.2.1 os valores de uma mesma coluna são numerados em ordem de magnitude decrescente, conforme se vê no exemplo.

Para cada duração, designada por duração de referência D_R , são selecionadas nesse quadro de 3 a 10 tempestades cujas precipitações foram as maiores para essa duração. Assim, no exemplo de Niterói, os quadros Qd-6.3.2.2.1 e Qd-6.3.2.2.2 reúnem as 4 maiores tempestades para as durações de referência de 5 minutos a 48 horas, obtidas do quadro geral Qd- 6.3.2.1. Nota-se que algumas tempestades aparecem simultaneamente para duas ou mais durações de referência, D_R , porém, geralmente, entram em cada grupo novas tempestades cujas precipitações na duração D_R passam a participar das 4 maiores selecionadas.

Em seguida obtem-se a média aritmética das precipitações observadas nessas 3 a 10 maiores tempestades separadas para cada duração de referência, D_R .

No exemplo de Niterói, as médias para as quatro maiores tempestades figuram no quadro Qd-6.3.2.3, para as diversas durações, cujas precipitações foram analisadas e para várias durações de referência, D_R . Quando aparece um traço nos quadros Qd- 6.3.2.2.1 ou Qd-6.3.2.2.2 admitiu-se, para o cálculo da média, que nesse campo figurava a base adotada para a coleta de dados originais.

Observa-se nesse quadro que o valor máximo em cada coluna corresponde a uma duração de referência, D_R , igual ou próxima da duração analisada. Isso significa que a potencialidade para a formação de chuvas intensas decresce com a duração de referência D_R , afastando-se da duração considerada. Isso acontece porque, conforme afasta-se da duração de referência, as tempestades que forneceram as precipitações máximas, com duração D_R , participam em menor número entre as tempestades escolhidas.

Dividindo as precipitações médias do quadro Qd- 6.3.2.3 pelas máximas das médias da mesma coluna, correspondentes à linha em diagonal, onde a duração de referência é igual à duração considerada, obtem-se os fatores de simultaneidade, F_S , relacionadas no quadro Qd-6.3.2.4. Esses fatores de simultaneidade dão assim a redução das precipitações de uma tempestade para diversas durações em relação ao valor máximo, o que corresponde à duração de

referência. O tempo de recorrência desses fatores de simultaneidade é dado pelo número de anos de observação do posto considerado, dividido pelo número de tempestades selecionadas.

Os fatores de simultaneidade definem a redução da potencialidade das chuvas que ocorrem numa mesma tempestade, em função de sua duração, conforme mostram os valores de uma mesma linha do quadro Qd- 6.3.2.4.

A unidade para a medida dessa potencialidade é a precipitação média na coleta efetuada para uma duração de referência igual à duração considerada e é representada pelo valor máximo de cada coluna do quadro Qd- 6.3.2. 3.

Os fatores de simultaneidade são, portanto, os fatores pelo quais devem ser multiplicadas as precipitações de certa duração D e período de recorrência, T_R para que elas possam corresponder em média, simultaneamente, a uma tempestade que produza uma enchente com o mesmo período de recorrência T_R . O fator de simultaneidade para uma determinada duração D depende do valor da duração de referência D_R . Seu valor é máximo ($F_S=1$) quando essas se igualam ($D = D_R$). A duração de referência deve ser escolhida de modo a ser a mais representativa para a bacia hidrográfica em estudo, recomendando-se um valor igual á metade do tempo de concentração.

Representaram-se os fatores de simultaneidade, F_S , do quadro Qd- 6.3.2.4 num gráfico de graduação semi-logarítmica, semelhante ao da Fig. 6.3.2, em função da relação D/D_R , entre a duração considerada e a duração de referência. Ligando-se os pontos correspondentes a uma mesma linha do quadro Qd- 6.3.2.4 por uma linha poligonal, observa-se em geral uma grande dispersão dos resultados. Sobressai, no entanto, a forma em sino, da curva normal, com o máximo igual a 1, para a relação $D/D_R = 1$, e a tendência para uma assíntota horizontal em ambos os extremos.

Para melhor conhecimento da conformação no extremo direito do gráfico, procurou-se estender o estudo para durações maiores, com dados pluviométricos de chuvas de até 6 dias. Os resultados não são muitos coerentes devido à diversidade de posição e do período de observação dos aparelhos pluviométricos e pluviográficos, mencionados como do mesmo posto. De qualquer modo foi possível confirmar a tendência das chuvas para uma assíntota horizontal, quando a relação D/D_R fica muito grande

Observou-se certa dependência entre o fator de simultaneidade, P_S e o período de recorrência das tempestades examinadas. Efetuou-se por isso uma análise do fator de simultaneidade, P_S , para as maiores tempestades observadas no conjunto dos 98 postos considerados no livro "Chuvas Intensas do Brasil" abrangendo cerca de 1.800 estação/ano de dados pluviográficos.

Os estudos efetuados para um grupo de postos individuais representativos e para o conjunto dos 98 postos pluviográficos do Brasil permitiram sintetizar os resultados na expressão geral.

$$F_s = \frac{C_1(1-C_2)}{C_1 + \log^2\left(\frac{D}{D_R}\right)} + C_2$$

sendo F_s o fator de simultaneidade, D a duração considerada e D_R a duração de referência.

Para os postos individuais com tempo de recorrência próximo de 7 anos resultaram os valores médios $C_1 = 1,5$ e $C_2 = 0,40$. Para tempos de recorrência entre 5 e 200 anos pôde se estabelecer a lei geral aproximada, com o aspect:

$$C_1 = 1,5 \quad \text{e} \quad C_2 = 0,57 T_R^{-0,18}$$

Os valores dessa expressão para $T_R = (31,5/4)$ ou $T_R = 7,9$ anos, que é o tempo de recorrência aproximado do 4º valor dos dados de Niterói, aparecem destacados na Fig. 6.3.2, para que se possa apreciar a qualidade do ajustamento.

Convém notar que o estudo de simultaneidade das precipitações forneceu resultados bastante dispersos, representando a expressão citada apenas uma situação media.

O efeito da simultaneidade das chuvas numa mesma tempestade não tem sido considerado no procedimento de cálculo B .

Como esse procedimento só leva em conta as chuvas antecedentes num período muito curto do pico da tempestade, o efeito da simultaneidade reflete pouco sobre o valor da descarga máxima.

Qd. - 6 3.2.1			Precipitações para Intervalo de tempo									
			Valores Base (mm)									
Data de Início da Chuva			14,5	26,0	40,0	53,5	66,0	82,5	98,7	118,0	115,0	131,0
			Precipitações (mm) para intervalos de tempo de:									
ano	mês	dia	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	8 h	12 h	24 h	48 h
21	1	13	9,7	19,5	24,5	30,1	49,8	80,4	102,2	118,1	122,1	125,0
22	3	30	10,2	20,4	40,8	¹ 72,8	¹ 107,1	² 116,5	³ 127,0	⁴ 130,5	135,8	136,9
22	4	7	-	-	-	26,0	40,4	54,1	93,5	126,7	³ 150,5	² 188,8
24	1	30	-	-	-	-	-	-	-	-	113,8	132,7
24	4	3	9,6	22,1	33,0	53,8	³ 86,7	¹ 144,0	¹ 214,4	¹ 229,4	¹ 229,4	¹ 229,4
25	2	3	11,2	29,0	46,8	³ 65,7	74,9	84,3	84,9	86,0	86,0	86,0
27	1	14	³ 16,8	26,4	30,5	33,9	33,9	-	-	-	-	63,4
28	2	26	¹ 21,0	³ 36,5	⁴ 47,0	59,0	66,0	⁴ 113,5	113,5	122,2	122,2	122,7
28	3	2	13,2	24,0	40,5	46,3	49,8	83,0	50,3	51,3	65,3	69,7
29	2	21	9,7	18,0	33,9	50,0	70,5	79,0	79,3	79,3	79,3	79,3
31	2	6	15,5	27,2	32,1	33,0	35,9	36,8	-	-	-	-
35	4	27	14,5	19,7	27,1	53,5	69,2	83,9	85,2	85,2	85,2	124,5
36	3	3	13,5	¹ 40,0	¹ 55,5	61,0	⁴ 76,0	82,5	98,7	104,7	115,5	126,9
39	11	7	16,0	27,0	38,0	45,0	49,0	49,6	53,7	54,1	54,1	70,2
40	11	27	15,2	23,8	30,5	33,0	34,0	35,3	41,5	-	-	70,5
42	1	30	² 20,0	² 38,0	² 52,0	⁴ 61,1	64,0	66,0	66,0	66,0	96,1	96,2
44	1	17	-	-	22,0	37,5	64,0	88,3	107,1	112,9	114,4	140,4
47	1	24	-	-	-	-	34,2	57,2	71,7	121,9	⁴ 146,0	³ 172,8
48	1	30	9,7	26,0	40,7	51,0	52,6	53,8	53,8	53,8	53,8	56,1
50	4	3	10,0	18,0	26,2	33,0	37,3	46,3	88,8	105,5	109,8	150,6
50	4	26	11,7	22,8	40,8	² 70,0	² 106,5	³ 116,0	⁴ 122,5	³ 138,4	145,8	149,0
50	12	6	9,0	20,0	32,0	50,0	65,0	90,2	² 129,4	² 150,0	² 152,0	⁴ 161,4
51	5	3	⁴ 16,0	⁴ 31,0	³ 52,0	58,5	61,2	61,2	61,2	61,2	61,2	67,9
52	4	23	15,0	21,4	27,5	27,8	-	-	-	-	59,9	80,2

Qd.-6 3.2.2.(I) Precipitações para Intervalo de tempo										
Duração de Referência D_R	Precipitações (mm) para intervalos de tempo de:									
	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	8 h	14 h	24 h	48 h
5 min	21,0	36,5	47,0	59,0	66,0	113,5	113,5	122,2	122,2	122,7
	20,0	38,0	52,0	61,1	64,0	66,0	66,0	66,0	96,1	96,2
	16,8	26,4	30,5	33,9	33,9	-	-	-	-	63,4
	16,0	31,0	52,0	58,5	61,2	61,2	61,2	61,2	61,2	67,9
15 min	13,5	40,0	55,5	61,0	76,0	82,5	98,7	104,7	115,5	126,9
	20,0	38,0	52,0	61,1	64,0	66,0	66,0	66,0	96,1	96,2
	21,0	36,5	47,0	59,0	66,0	113,5	113,5	122,2	122,2	122,7
	16,0	31,0	52,0	58,5	61,2	61,2	61,2	61,2	61,2	67,9
30 min	13,5	40,0	55,5	61,0	76,0	82,5	98,7	104,7	115,5	126,9
	20,0	38,0	52,0	61,1	64,0	66,0	66,0	66,0	96,1	96,2
	16,0	31,0	52,0	58,5	61,2	61,2	61,2	61,2	61,2	67,9
	21,0	36,5	47,0	59,0	66,0	113,5	113,5	122,2	122,2	122,7
1 h	10,2	20,4	40,8	72,8	107,1	116,5	127,0	130,5	135,8	136,9
	11,7	22,8	40,8	70,0	106,5	116,0	122,5	138,4	145,8	149,0
	11,2	29,0	46,0	65,7	74,9	84,3	84,9	86,0	86,0	86,0
	20,0	38,0	52,0	61,1	64,0	66,0	66,0	66,0	96,1	96,2
2 h	10,2	20,4	40,8	72,8	107,1	116,5	127,0	130,5	135,8	136,9
	11,7	22,8	40,8	70,0	106,5	116,0	122,5	138,4	145,8	149,0
	9,6	22,1	33,0	53,8	86,7	144,0	214,4	229,4	229,4	229,4
	13,5	40,0	55,5	61,0	76,0	82,5	98,7	104,7	115,5	126,9

Qd.-6 3.2.2.(II) Precipitações para Intervalo de tempo										
Duração de Referência D_R	Precipitações (mm) para intervalos de tempo de:									
	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	8 h	14 h	24 h	48 h
4 h	9,6	22,1	33,0	53,8	86,7	144,0	214,4	229,4	229,4	229,4
	10,2	20,4	40,8	72,8	107,1	116,5	127,0	130,5	135,8	136,9
	11,7	22,8	40,8	70,0	106,5	116,0	122,5	138,4	145,8	149,0
	21,0	36,5	47,0	59,0	66,0	113,5	113,5	122,2	122,2	122,7
8 h	9,6	22,1	33,0	53,8	86,7	144,0	214,4	229,4	229,4	229,4
	9,6	22,1	33,0	53,8	86,7	144,0	214,4	229,4	229,4	229,4
	10,2	20,4	40,8	72,8	107,1	116,5	127,0	130,5	135,8	136,9
	11,7	22,8	40,8	70,0	106,5	116,0	122,5	138,4	145,8	149,0
14 h	9,6	22,1	33,0	53,8	86,7	144,0	214,4	229,4	229,4	229,4
	9,0	20,0	32,0	50,0	65,0	90,2	129,4	150,0	152,0	161,4
	11,7	22,8	40,8	70,0	106,5	116,0	122,5	138,4	145,8	149,0
	10,2	20,4	40,8	72,8	107,1	116,5	127,0	130,5	135,8	136,9
24 h	9,6	22,1	33,0	53,8	86,7	144,0	214,4	229,4	229,4	229,4
	9,0	20,0	32,0	50,0	65,0	90,2	129,4	150,0	152,0	161,4
	-	-	-	26,4	40,4	54,1	93,5	126,7	150,5	188,8
	-	-	-	-	34,2	57,2	71,7	121,9	146,0	172,8
48 h	9,6	22,1	33,0	53,8	86,7	144,0	214,4	229,4	229,4	229,4
	-	-	-	26,4	40,4	54,1	93,5	126,7	150,5	188,8
	-	-	-	-	34,2	57,2	71,7	121,9	146,0	172,8
	9,0	20,0	32,0	50,0	65,0	90,2	129,4	150,0	152,0	161,4

Qd.-6 3.2.3		Médias das Precipitações para Intervalo de tempo								
Duração de Referência D_R	Média das precipitações (mm) para intervalos de tempo de:									
	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	8 h	14 h	24 h	48 h
5 min	18,5	33,0	45,4	53,1	56,3	68,9	70,2	74,1	83,6	87,6
15 min	17,6	36,4	51,6	59,9	66,8	80,8	84,9	88,5	98,8	103,4
30 min	17,6	36,4	51,6	59,9	66,8	80,8	84,9	88,5	98,8	103,4
1 h	13,3	27,6	45,1	67,4	88,1	95,7	100,1	105,2	115,9	117,0
2 h	11,3	26,3	42,5	64,4	94,1	114,8	140,7	150,8	156,6	160,6
4 h	13,1	25,5	40,4	63,9	91,6	122,5	144,4	155,1	158,3	159,5
8 h	10,1	21,3	36,7	61,7	91,3	116,7	148,3	162,1	165,8	169,7
14 h	10,1	21,3	36,7	61,7	91,3	116,7	148,3	162,1	165,8	169,2
24 h	8,6	18,0	26,3	38,7	56,6	86,4	127,3	157,0	169,5	188,1
48 h	8,6	18,0	26,3	38,7	56,6	86,4	127,3	157,0	169,5	188,1

QD.-6 3.2.4		Fator de precipitação para intervalo de tempo								
Duração de Referência D_R	Fator de Precipitação (%) para os intervalos de tempo de:									
	5 min	15 min	30 min	1 h	2 h	4 h	8 h	14 h	24 h	48 h
5 min	100	91	88	79	62	56	47	45	49	47
15 min	95	100	100	89	71	66	57	55	58	55
30 min	95	100	100	89	71	66	57	55	58	55
1 h	72	76	87	100	94	78	67	65	68	62
2 h	61	72	82	96	100	94	95	93	92	85
4 h	71	70	78	95	97	100	97	96	93	85
8 h	55	59	71	92	97	95	100	100	98	90
14 h	55	59	71	92	97	95	100	100	98	90
24 h	47	48	51	57	60	71	86	97	100	100
48 h	47	49	51	57	60	71	86	97	100	100

6.3.3. DISTRIBUIÇÃO DA CHUVA EM ÁREA

As precipitações de várias durações, definidas pela análise estatística das observações num posto pluviográfico, não podem ser usadas diretamente no estudo de uma bacia hidrográfica, pois a precipitação média sobre uma área de certa extensão é menor do que a de um ponto isolado.

No Brasil têm sido realizados alguns estudos de precipitação média sobre bacias hidrográficas de maior extensão, analisando as precipitações diárias simultâneas em dois ou mais postos pluviométricos.

A aplicação do fluviograma unitário requer, no entanto, o conhecimento da distribuição, em área, de chuvas de duração mais curta. Recorreu-se assim aos resultados de extensivo estudo efetuado em 20 áreas diferentes nos E.E.U.U. com, pelo menos, 4 pluviógrafos e mais de 5 anos de observação.

Os resultados desse trabalho foram expressos em escala semi-logarítmica na Fig. 6.3.3, ajustando-se as curvas definidas pela expressão:

$$F_A = \frac{Y}{Y = \log^2 \left(\frac{A_R}{0,5} \right)}, \text{ sendo}$$

$$Y = 35 \log(0,7D + 1)$$

Onde D é a duração da chuva, em horas, A_R a área considerada, em km^2 , e F_A a relação entre a precipitação média sobre a área e a precipitação de um ponto, para igual freqüência.

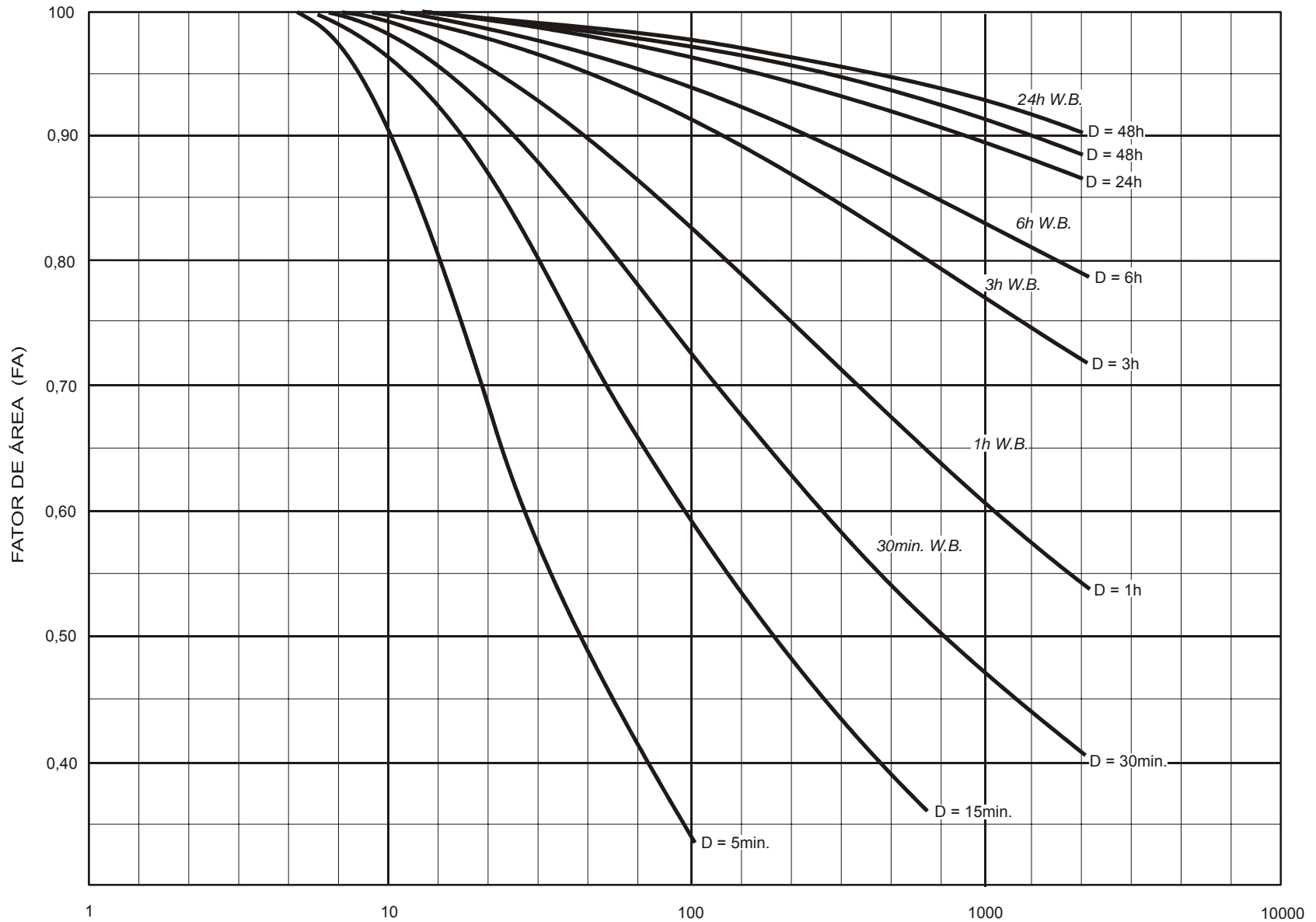
As curvas originais referem-se apenas às durações de 30 min, 1h, 3h, 6h e 24h, enquanto a expressão ajustada foi estabelecida criteriosamente para durações maiores e menores, de modo a atender à sua aplicação mais ampla em conjunto com o hidrograma unitário sintético. Enquanto as curvas originais foram apresentadas para áreas de até 1000 km^2 , a expressão deve fornecer resultados satisfatórios até 5000 km^2 .

Acredita-se que essa expressão, generalizada para durações maiores e menores, atende com suficiente precisão ao objetivo do trabalho.

Examinando os resultados obtidos no Brasil para chuvas diárias, observa-se que eles fornecem valores de F_A menores do que os indicados para a curva ajustada para 24h , especialmente para as bacias maiores.

Figura 6.3.3

AJUSTAMENTO ÀS CURVAS DO WEATHER BUREAU: $FA = \frac{y}{y + \text{Log}^2 (AR / 5)}$ onde $y = 35 \text{Log} (0,7 D + 1)$



A expressão antes apresentada é válida somente para áreas A_R maiores que 5Km^2 . Para áreas menores admite-se que a chuva é uniformemente distribuída, isto é, $F_A=1$.

No procedimento de cálculo B costuma-se empregar uma expressão mais simples,

$$F_A = 1 - 0,10 \log\left(\frac{A}{25}\right)$$

e que não depende da duração da chuva e assume o valor mínimo de $F_A=1$ para áreas A , com bacias hidrográficas inferiores a 25km^2 .

6.3.4. DISTRIBUIÇÃO DA CHUVA NO TEMPO

Para o cálculo das descargas da enchente de projeto os acréscimos de precipitação de seqüência mais provável devem ser reagrupados, para formar a chuva que as provocam.

A disposição desses acréscimos é um tanto discutível, devendo-se notar que ela afeta consideravelmente os resultados, especialmente devido à alteração das condições de umidade do solo, antecedentes ao pico da enchente.

Consoante à Ref. 6, normalmente as precipitações mais intensas de chuvas observadas com menos de 12 horas de duração, ocorrem principalmente na primeira metade de sua duração total, o que não se dá na maioria das tempestades duradouras.

Por outro lado maiores deflúvios totais e maiores descargas máximas resultam de precipitações máximas após a metade da ocorrência total da chuva. Isso acontece porque as chuvas iniciais, mais fracas, proporcionam coeficientes de deflúvios maiores para os segmentos mais intensos que as sucedem.

Dessa forma uma distribuição de intensidades de precipitação, aproximadamente simétrica em relação ao valor máximo, deve representar satisfatoriamente uma tempestade com tempo de recorrência semelhante ao da enchente de projeto.

Para reduzir o trabalho de cálculo, os intervalos de tempo, para os quais são determinadas as precipitações cujos acréscimos são agregados simetricamente em torno do valor máximo, podem crescer gradativamente. No procedimento A escolheu-se para estes intervalos de tempo uma progressão geométrica de razão 2.

No procedimento de cálculo B, que não leva em conta as precipitações antecedentes, adotam-se geralmente intervalos de tempos iguais, com a distribuição dos acréscimos de precipitação.

Essa indicação, embora com pouca clareza, pode indicar que o intervalo entre o início das chuvas e o pico de tempestade deverá crescer, conforme aumenta o tempo de concentração da bacia hidrográfica.

Na apresentação do presente trabalho admite-se que esse tempo de ponta seja igual a 4 vezes a duração da chuva unitária usada para compor os hidrogramas e que essa, por sua vez, é igual a 1/5 do tempo de concentração, no máximo. Para durações unitárias inferiores a 15 minutos o tempo de ponta do pluviograma permanece constante, no mínimo igual a 1 hora.

Os 6 maiores acréscimos de precipitação correspondentes aos primeiros intervalos de duração unitária iguais, são reordenados na seqüência 6, 4, 3, 1, 2, 5 e os acréscimos menores seguintes são adicionados na sua ordem natural decrescente. Para durações unitárias menores que 15 minutos, os acréscimos de precipitação são dispostos nos 6 grupos de 15 minutos, na ordem mencionada, contendo cada grupo valores crescentes antes do pico e decrescentes após este.

6.4. RELAÇÃO CHUVA-DEFLÚVIO

6.4.1. CURVA DE MOCKUS

A retenção de parte da chuva nas depressões do solo e sua infiltração são os principais fatores que afetam a relação chuva-deflúvio, determinando a porção escoada como deflúvio superficial, muitas vezes também designada como precipitação efetiva.

A seqüência das diversas intensidades de chuva no tempo, isto é, o histograma das precipitações, atua em conjunto com o processo de infiltração, de modo que só ocorre excesso de precipitação ou deflúvio superficial nos intervalos em que a intensidade de chuva excede largamente a taxa de infiltração e as depressões do solo começam a transbordar.

A absorção capilar na superfície do solo colabora de modo apreciável com as depressões superficiais para a retenção temporária das precipitações, distinguindo-se das perdas por infiltração nas camadas mais profundas, que são mais lentas.

A taxa de infiltração decresce lentamente durante a chuva, vindo a se reabilitar nos períodos secos.

O coeficiente do deflúvio é definido pelo quociente entre a precipitação efetiva e a chuva vertida numa tempestade, dependendo da permeabilidade do solo, da sua cobertura vegetal e da umidade antecedente do solo, no início da chuva considerada.

Outros fatores como o depósito de detritos vegetais na superfície e a textura superficial do solo também influem no valor do coeficiente de deflúvio, variando para cada tempestade de acordo com o histograma das precipitações, mas, de modo geral, pode-se dizer que são crescentes com as precipitações.

Ao procurar a relação entre chuvas e deflúvios deve-se recorrer de preferência à expressão de Mockus que define os deflúvios. D, em função das precipitações. P, segundo a relação:

$$D = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

onde S é um índice que traduz a capacidade de infiltração máxima do solo. Segundo extenso levantamento feito pelo U. S. Soil Conservation Service, pode-se relacionar o valor de S, expresso em milímetro, com o número de curva, CN, através da expressão:

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN - 1} \right)$$

O valor de 0,2 S na expressão anterior do deflúvio D, fornece o valor mínimo da precipitação, P, para a qual inicia-se o escoamento superficial. Para chuvas fracas esse valor de 0,2 S tem efeito predominante, mas, para chuvas mais fortes predomina a influência do parâmetro 0,8 S no denominador dessa expressão.

Escolhe-se o valor de CN, variável de 0 a 100, conforme a permeabilidade do solo, cobertura vegetal, textura da superfície e umidade antecedente do solo. fornecem a orientação para escolha do CN, para diversos tipos de cobertura vegetal, tratamento agrícola e para diversos grupos hidrológicos de solos, classificados de acordo com sua permeabilidade.

Em razão das obras de engenharia não dependerem essencialmente da forma de utilização dos solos na produção agrícola, adota-se uma classificação simplificada para exprimir a influência da superfície do terreno na formação dos deflúvios . Apresenta-se dessa forma a tabela resumida (Qd-6.4.1.1) que melhor atende aos objetivos de um projeto rodoviário.

Qd. – 6.4.1.1 - Número da Curva CN para Diferentes Condições do Complexo Hidrológico

Solo – Cobertura Vegetal

Para Condição de Umidade Antecedente II (Média) E $I_a = 0,2s$

Cobertura Vegetal	Condição de Retenção Superficial	Grupo Hidrológico do Solo			
		A	B	C	D
Terreno não Cultivado com Pouca Vegetação	Pobre	77	86	91	94
Terreno Cultivado	Pobre	72	81	88	91
	Boa	51	67	76	80
Pasto	Pobre	68	79	86	89
	Boa	39	61	74	80
Mata ou Bosque	Pobre	45	66	77	83
	Boa	25	55	70	77
Área Urbana	Pobre	74	80	87	90
	Boa	70	76	83	86

Nesse quadro os quatro grupos hidrológicos do solo são relacionados com a permeabilidade relativa das camadas inferiores, após um período prolongado de chuvas intensas, independentemente da cobertura vegetal, conforme descrito em seguida.

GRUPO A - Potencialidade mínima para formação de deflúvio superficial. Inclui areias em camadas espessas com muito pouco silte e argila e também loess profundo muito permeável.

GRUPO B - Principalmente solos arenosos menos espessos que no grupo A e loess menos profundo ou menos agregado que no grupo A, porém apresentam infiltração acima da média, após intenso umedecimento prévio.

GRUPO C - Compreende solos pouco profundos e solos contendo bastante argila e colóides, no entanto, menos que no grupo D. O grupo apresenta infiltração abaixo da média, após pré-saturação.

GRUPO D - Potencial máximo para formação do deflúvio superficial. O grupo inclui em sua maioria argilas de alto valor de expansão, incluindo também alguns solos pouco profundos, com sub-horizontes, quase impermeáveis, próximo da superfície. Qualquer tipo de solo em terreno plano com fraca rede de drenagem acaba enquadrando-se nesse grupo, após um período prolongado de chuvas que eleva o nível do lençol freático para a superfície.

Um fator que influi na classificação do quadro precedente é a condição de retenção superficial, representando a capacidade do solo armazenar temporariamente água na superfície, nos intervalos de precipitação mais intensa até que essa água tenha oportunidade de infiltrar-se para camadas mais profundas do solo ou evaporar-se.

Em áreas urbanas a condição de retenção superficial pobre corresponde à ocupação densa, com 50 a 75 % de superfícies impermeáveis. A boa condição de retenção corresponde a uma ocupação de baixa densidade, com 15 a 18 % de superfícies impermeáveis.

Em terreno cultivado, essa retenção superficial é influenciada pelo tipo de tratamento agrícola, como sulcos de arado que podem ser mais ou menos profundos, paralelos ou não às curvas de nível, e degradados ou não pela erosão da chuva e do vento. Em terrenos não cultivados, a retenção superficial é influenciada pela quantidade de detritos vegetais, como folhas e galhos depositados sobre o solo, e o grau de decomposição desse material.

Conforme já foi mencionado, no caso de projetos de obras de engenharia deve ser levado em conta que o tipo de vegetação e as condições de retenção superficial dificilmente serão mantidos constantes, ao longo da vida útil da obra.

Por isso é prudente admitir-se que mantenham por tempo mais prolongado as condições em terreno não cultivado sem vegetação do que em terreno cultivado, pasto ou mata. Para a escolha do número de curva CN, de acordo com o quadro Qd- 6.4.1.1, predomina o efeito da classificação do grupo hidrológico do solo, ditado pela permeabilidade das camadas inferiores. Resta, no entanto, uma apreciável incerteza na escolha do CN, dependendo bastante da experiência e do bom senso do projetista.

O trabalho original do Soil Conservation Service recomenda uma alteração do número de curva CN para características diferentes da condição II, que consta do quadro Qd- 7.4.1.1 e representa a situação média correspondente a enchentes anuais. A condição I representa a situação com solos pouco acima do ponto de murchamento e com terrenos cultivados e recém-arados.

A condição III aplica-se a solos quase saturados após cinco dias de chuvas fortes ou baixas temperaturas precedendo à tempestade de projeto. O quadro que se segue, Qd- 7.4.1.2, fornece o resumo da transformação do CN para as três condições mencionadas.

Constam também deste quadro os valores de CNo recomendados para uso em conjunto com o procedimento de cálculo A, que inclui as chuvas antecedentes à parte mais intensa da tempestade, conforme será descrito adiante.

Qd – 6.4.1.2 – NÚMERO DE CURVA CN PARA DIVERSAS
CONDIÇÕES DE UMIDADE ANTECEDENTES

Condição II	Condição O	Condição I	Condição III
15	15	7	33
20	19	9	39
25	23	12	45
30	27	15	50
35	30	19	55
40	33	23	60
45	36	27	65
50	39	31	70
55	43	35	75
60	47	40	79
65	51	45	83
70	56	51	87
75	61	57	91
80	67	63	94
85	74	70	97
90	82	78	98
95	92	87	99
10	100	100	100

Observa-se uma grande variação do valor de CN para as diversas condições de umidade antecedentes do solo, o que introduz mais um fator de incerteza na sua avaliação, mascarando significativamente a precisão procurada na escolha do CN, em função da permeabilidade do solo, condições de retenção superficial ou tipo de cobertura vegetal, antes discutida.

A expressão de Mockus representa satisfatoriamente o crescimento do coeficiente de deflúvio com a sucessão das precipitações no decurso de uma tempestade, o qual é consequência do umedecimento progressivo do solo e do decréscimo da taxa de infiltração.

É difícil definir o valor inicial das precipitações acumuladas no começo da tempestade, o qual depende das precipitações antecedentes e que, no caso de projeto, são preferencialmente incluídas na própria tempestade.

Para tempestades muito prolongadas, a expressão de Mockus fornece, no fim do período, coeficientes de deflúvio demasiadamente elevados, porque não leva em conta a reabilitação da taxa de infiltração do solo nas interrupções das precipitações, freqüentes em períodos de chuvas menos intensas. Por esse motivo considera-se no fim do período chuvoso uma infiltração mínima do solo, em substituição à aplicação da expressão de Mockus.

6.4.2. CHUVAS ANTECEDENTES

As chuvas que precedem a intensidade máxima de uma intensa da tempestade têm grande efeito sobre o deflúvio resultante, de modo que convém atribuir-lhes valores condizentes com a freqüência da enchente de projeto. Assim, enchentes mais raras devem levar em conta a ocorrência de precipitações antecedentes mais severas.

Desse modo convém considerar a chuva que antecede o pico da tempestade num período de, pelo menos 5 dias, para estabelecer mais criteriosamente os valores a serem adotados para o número da curva de infiltração, CN, do solo, conforme sejam considerados maiores períodos de recorrência. Com o uso das chuvas antecedentes» o coeficiente de deflúvio passa a ser também menos da área da bacia Hidrográfica.

Seguindo o procedimento B (convencional), que não inclui as precipitações antecedentes, resultam para pequenas bacias deflúvios totais, por unidade de área, consideravelmente mais baixos que para bacias maiores com o mesmo número de curva de infiltração do solo.

Isso ocorre porque com chuvas de menor duração e menores precipitações acumuladas, mais significativas nas bacias de menor porte, para a mesma curva CN, resultam deflúvio menores do que para as durações e precipitações acumuladas maiores, correspondentes às bacias maiores.

Os resultados obtidos adotando-se procedimento B (convencional) serão mais coerentes com a adoção de números de curva de infiltração, CN, mais altos nas bacias menores do que nas bacias maiores, mesmo tratando-se dos mesmos tipos de solo e cobertura vegetal. Essa dependência da curva de infiltração, em função do tempo de concentração ou da extensão da bacia hidrográfica, tem sido possivelmente o motivo de restrição ao uso do hidrograma unitário para pequenas bacias.

Com a recomendação de um período de chuva de pelo menos 5 dias antes do pico da tempestade, o número de curva CN referente a esse caso deve ser menor do que o indicado para a condição II, a qual se refere à situação média de enchentes anuais em período chuvoso, excluindo as precipitações antecedentes.

Para solos de permeabilidade média poderá ser adotado um valor de CN próximo do recomendado para a condição I, no procedimento A, incluindo-se os 5 dias de chuvas antecedentes, a qual corresponde a solos secos, porém acima do ponto de murchamento.

Os solos mais permeáveis são menos sensíveis às variações de condições antecedentes, de modo que parece ser mais apropriado utilizar o valor de CN entre os indicados para as condições I e II.

Comparando-se valores de descargas calculadas pelos procedimentos A e B, para bacias de diversos portes e para o período de recorrência de $T_R = 10$ /anos, chega-se a descargas máximas aproximadamente iguais usando os valores de CN_{II} e CN_0 indicados na mesma linha do quadro precedente (Qd- 6.4.1.2). Com isso pode-se estabelecer uma relação entre os dois procedimentos de cálculo abordados.

Esse estudo da relação entre os números de curva CN a serem usados nos dois procedimentos de cálculo foi efetuado para um posto de características médias do Brasil. Para um posto com características diferentes, a relação mencionada entre os números de curva CN altera-se devido ao uso de condições de chuvas antecedentes diferentes no procedimento A. Isso mostra que o procedimento A é de aplicação mais geral do que acontece com o procedimento B (convencional), levando-se em conta maior número de particularidades da potencialidade na formação de chuvas intensas de curta duração de cada posto.

No procedimento A, conforme seja alterado o número de dias de chuvas antecedentes ao pico da tempestade, será necessário adotar outro número de curva de infiltração, CN, atendendo a condições de umidade do solo diferentes.

A consideração das chuvas antecedentes ou de sua exclusão dos cálculos conduz assim aos dois procedimentos mencionados. O primeiro procedimento, A, aqui proposto, admite uma tempestade de projeto mais prolongada, seja qual for a extensão da bacia de drenagem em questão, considerando-se os 5 dias de chuvas precedente à precipitação de máxima intensidade e um número de curva CN_0 relacionado com CN_{II} , conforme indicado aproximadamente pela tabela anterior.

O segundo, B.convencional, adota o número de curva CN_{II} de período chuvoso, sem considerar as chuvas antecedentes ao pico da tempestade, a não ser num período curto de duração aproximadamente igual à metade do tempo de concentração da bacia hidrográfica.

A vantagem do primeiro procedimento. A, consiste em incluir condições antecedentes de umidade do solo mais severas para enchentes de período de recorrência mais elevado e de permitir o uso do mesmo número de curva CN, para solos semelhantes, independentes da extensão da bacia hidrográfica.

O número de curva CN_0 , usado no procedimento A, depende do grupo hidrológico do solo e de sua condição de retenção superficial, variando muito pouco com a alteração das condições antecedentes de umidade do solo. O número de curva CN_{II} usado como procedimento B (convencional), ao contrário, dependente sensivelmente das condições antecedentes de umidade do solo. Com o uso do procedimento. A, sugerido, o projetista deve acostumar-se a associar o tipo de solo ao número de curva CN_0 correspondente, a ser empregado nos cálculos.

O conceito da simultaneidade das chuvas, exposta no item 6.3.2, afeta os valores das descargas máximas através das chuvas antecedentes na parte mais intensa da tempestade de projeto.

No procedimento de cálculo B (convencional), esse efeito já é afetado pela escolha mais judiciosa possível do número da curva de infiltração, CN, do solo, não aparecendo assim de forma explícita. A consideração da simultaneidade das chuvas após o pico da tempestade de projeto afeta muito pouco o valor da descarga máxima, alterando apenas a parte final do hidrograma calculado.

6.4.3. INFILTRAÇÃO MÍNIMA

No fim de uma tempestade significativa, a expressão de Mockus tende a definir deflúvios acima dos que são normalmente observados, sendo necessário admitir uma perda mínima por infiltração no solo para aproximá-los dos valores reais.

Recomendam-se, em média, de acordo com os grupos hidrológicos do solo, as seguintes infiltrações mínimas:

Solo de Grupo A : 10mm/h

Solo do Grupo B : 6mm/h

Solo do Grupo C : 3mm/h

Solo do Grupo D : 1mm/h

A relação entre a infiltração mínima, P_{\min} e o número de curva de infiltração, CN, é menos explícita pois nessa relação intervém a retenção superficial além do grupo hidrológico do solo.

No procedimento de cálculo A, considerando-se os 5 dias de chuvas precedentes ao pico da tempestade, pode-se adotar a seguinte expressão;

Para o procedimento B (convencional), sem chuvas antecedentes:

$$PM = 21 - \frac{CN_0}{2,5} \left) \frac{Imm}{h}$$

e para o procedimento B (convencional), sem chuvas antecedentes,

$$PM = 15 - \frac{CN_{II}}{5} \left) \frac{Imm}{h}$$

Essas perdas mínimas por infiltração no solo, certamente, não podem ser superiores ao acréscimo de precipitação atribuído ao intervalo de tempo considerado.

Em terrenos planos, com drenagem deficiente, onde o nível do lençol freático aflora após longo período chuvoso, as perdas mínimas restringem-se à evapotranspiração e à descarga base e podem ser estimadas em $P_{\min} = 0,2$ mm/h.

6.5. FLUVIOGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR

6.5.1. TEMPO DE CONCENTRAÇÃO

O tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é definido pelo tempo de percurso em que a cheia em curso d'água leva para atingir o curso principal desde os pontos mais longínquos até o local onde se deseja definir a descarga. Esse tempo caracteriza a forma do hidrograma

ou fluviograma unitário, sendo ainda definido com o intervalo de tempo entre o início da precipitação e o instante em que todos os pontos da bacia estão contribuindo para a vazão e conseqüentemente é um fator importante na conformação e na descarga máxima da enchente de projeto,

Para chuvas com duração inferior ao tempo de concentração, somente os deflúvios de parte da bacia hidrográfica se somam para formar o fluviograma da enchente, enquanto que para chuvas de duração maior que o tempo de concentração, os deflúvios de todas as partes da bacia estão contribuindo para a enchente, embora com o pico de cheia já atenuado.

Isto se deve ao fato das intensidades de chuva para igual freqüência decrescerem com a sua duração, assim as chuvas com duração próxima ao tempo de concentração da bacia fornecem maiores vazões para um determinado tempo de recorrência.

Em casos excepcionais, com bacias muito alongadas junto das cabeceiras e no trecho muito largas a jusante, o aumento do tempo de concentração ao longo das partes mais estreitas e sua conseqüente redução da intensidade de chuva de igual freqüência não compensa o acréscimo de deflúvio proveniente dessas partes. Nesse caso convém comparar a enchente da parte mais larga da bacia isoladamente com a de toda a bacia, escolhendo-se a maior.

A determinação numérica do tempo de concentração depende primordialmente do comprimento do curso d'água principal e de sua declividade, embora alguns autores também expressem o tempo de concentração em função da área da bacia hidrográfica. Essa área não parece oferecer, no entanto, um efeito direto pronunciado sobre o tempo de concentração, além do fato de que áreas maiores correspondem normalmente a comprimentos maiores do curso d'água principal.

Normalmente considera-se que nas pequenas bacias hidrográficas, menores que 1 km², o deflúvio superficial escoar em grande parte de seu sobre o terreno sem chegar os canalículos ou pequenos cursos d'água e a velocidade de escoamento é fortemente influenciada pela rugosidade do terreno, sua cobertura vegetal e detritos sobre o solo.

Conforme a extensão da bacia aumenta, passa a predominar o tempo em que o deflúvio superficial percorre através de leitos definidos nos cursos d'água, onde o tipo de solo e a vegetação menor influência do que a forma destes cursos.

Como nas bacias maiores, com áreas maiores que 8 km², o deflúvio superficial escoar na maior parte do tempo através de canais ou canalículos erodidos no solo pela própria passagem da

água, e com isso a textura superficial do solo, a permeabilidade e a cobertura vegetal, têm efeito cada vez menos pronunciado sobre o tempo de concentração.

A magnitude da enchente numa mesma bacia influencia o tempo de concentração, pois a onda de enchente se propaga com maior velocidade num rio mais cheio, com maior profundidade, embora esse efeito não seja normalmente considerado devido à falta de dados mais detalhados. Por outro lado, para as enchentes muito grandes, o amortecimento das pontas das enchentes, com o transbordamento pelas as margens baixas, tende a aumentar o tempo de concentração.

A avaliação do tempo de concentração de uma bacia é bastante complexa, devido ao? inúmeros condicionantes envolvidos, existindo uma grande variedade de expressões de cálculo, merecendo, por isso, grande atenção na sua determinação, pois influencia significativamente no resultado da descarga de projeto. De uma forma geral, para uma mesma bacia hidrográfica a descarga máxima calculada é proporcional ao inverso do tempo de concentração para ela considerada.

Existem numerosas fórmulas empíricas para calcular o tempo de concentração em função do comprimento (L) do curso principal, do desnível total (H) até as cabeceiras, e eventualmente da área (A), ou de outros parâmetros escolhidos. A maioria dessas fórmulas é restrita a áreas pequenas.

No estudo de enchentes para projetos de pontes e bueiros, com se trata de bacias de maior porte, é exigida a definição do tempo de concentração por procedimentos mais cuidadosos.

Para ilustrar este aspecto fez-se a análise comparativa dos tempos de concentração, calculados através de procedimentos diferentes, bastante difundidos, para diversas bacias hidrográficas reais, com área, comprimento e desnível conhecidos. Nesta análise gruparam-se essas bacias analisadas em dois conjuntos com 15 amostras cada um (Qd- 6.5.1), sendo o primeiro conjunto, designado por bacias pequenas, com áreas de 0,03 a 2,5 km², comprimento do curso principal de 0,12 a 3,6 km e desnível máximo de 20 a 380m.

O segundo conjunto, designado no comentário por bacias médias e grandes, tem áreas de 4,6 a 3476 km²; comprimento do curso principal de 2,6 a 105 km e desnível máximo de 150 a 1130 m. Para comparação foram determinadas as velocidades médias, dadas pelo ,---quociente entre o comprimento (L) do curso principal e o tempo de concentração (T_C), porque esse valor varia menos de uma bacia para outra do que o próprio tempo de concentração.

Os resultados para as bacias menores que 2,5 km² demonstram valores extremamente diversos, mantendo uma relação freqüentemente maior que 5 entre os máximos e os mínimos para as diferentes fórmulas na mesma bacia hidrográfica. Mesmo a média para as 15 bacias analisadas fornece uma relação de aproximadamente 5 entre os valores máximos e mínimos do tempo de concentração, ou da velocidade média calculados segundo as diversas fórmulas.

Isso mostra a dificuldade e a importância na escolha da fórmula a adotar e por outro lado recomenda a adoção de uma fórmula que se aplique satisfatoriamente também a bacias maiores, mesmo que tenham sido estabelecidos pelos seus autores somente para pequenas bacias.

Essa grande variação dos resultados do tempo de concentração, conforme a fórmula adotada, talvez possa ser explicada pela diversidade de rugosidade do terreno e sua cobertura vegetal, que têm pronunciado efeito em bacias pequenas, para as quais essas fórmulas foram desenvolvidas na sua maioria.

Em bacias pequenas o máximo do deflúvio subsuperficial, mesmo sendo mais lento, ocorre logo depois do pico do deflúvio superficial direto, confundindo-se os dois deflúvios e dificultando a definição do tempo de concentração. O mesmo não acontece com as bacias maiores onde o deflúvio subsuperficial chega com grande atraso em relação ao deflúvio superficial direto, não prejudicando a definição do tempo de concentração. Nas bacias maiores com extensão e desnível semelhantes, as diferenças entre os tempos de concentração de um caso para outro devem ser menores.

Serão em seguida enumeradas as 15 fórmulas analisadas, em ordem decrescente dos valores médios das velocidades, ou em ordem crescente dos tempos de concentração, que resultaram da aplicação em bacias menores que 2,5 km³. Quando esses valores médios das velocidades foram muito próximos, fez-se a ponderação na escolha da ordem, considerando também as médias das velocidades nas bacias médias e grandes.

a) Fórmula de Kerby

$$T_c = 37 \left(\frac{L a}{I} \right)^{0,47}$$

sendo TC o tempo de concentração, em minutos,

L o comprimento do curso d'água, em km,

I = declividade, em %, e

a = parâmetro igual a 0,5.

Essa fórmula forneceu velocidade média de 6,3 km/h para as bacias pequenas, crescendo essa velocidade rapidamente para as bacias maiores, não sendo assim aplicável para estas.

Velocidades Médias V = (Km / h)																	
Para Cálculo do Tempo de Concentração $T_c = L / V$																	
Qd - 6.5.1			KERBY	KIRPICH	PICKING	US CORPS OF ENGINEERS	VEM TE CHOW	D.N.O.S. (K = 4)	KIRPICH MODIFICADA	GEORGE RIBEIRO (P = 0,60)	PASINI	VENTURA	ROSSI	GIANDOTTI	MÉTODO DO LAG ($K_n = 0,07$)	JOHN COLLINS	MÉTODO DO Nº DE CURVA (CN = 60)
A (km ²)	L (Km)	H (m)															
0,03	0,12	20	2,7	4,5	3,1	3,4	2,7	2,4	3,0	3,9	3,0	2,2	0,4	0,5	1,0	1,3	1,1
0,05	0,40	50	4,5	5,5	4,1	4,3	3,9	4,9	3,6	3,9	4,9	4,9	1,0	1,5	1,5	1,5	1,2
0,07	0,34	70	5,3	6,4	4,7	4,6	4,2	4,8	4,2	3,9	5,0	4,6	0,9	1,4	1,5	1,5	1,5
0,10	0,60	25	3,3	3,9	3,3	3,8	3,1	3,6	2,6	3,7	2,9	3,0	1,1	1,1	1,4	1,6	0,7
0,15	0,50	20	3,0	3,7	3,1	3,7	2,9	2,7	2,5	3,7	2,2	2,0	1,0	0,8	1,3	1,6	0,7
0,28	1,40	200	9,4	7,7	6,6	6,0	6,3	8,4	5,1	3,9	6,8	7,9	2,4	3,8	2,3	1,7	1,7
0,50	0,70	45	4,6	4,8	4,1	4,3	3,8	2,9	3,2	3,7	2,3	2,0	1,3	0,9	1,6	1,8	1,0
0,58	1,50	1,6	8,5	7,0	6,1	5,8	5,9	6,4	4,7	3,8	4,8	5,1	2,4	2,9	2,2	1,9	1,5
0,73	1,30	220	9,8	8,1	6,8	6,1	6,5	6,4	5,4	3,9	5,1	4,9	2,4	2,9	2,3	1,9	1,8
0,89	1,70	380	6,7	9,5	8,2	6,8	7,8	8,3	6,4	3,9	6,5	6,7	3,0	4,2	2,0	1,9	2,2
1,00	1,60	50	4,9	4,4	4,2	4,6	4,1	3,5	2,9	3,7	2,3	2,2	2,1	1,4	1,9	1,9	0,8
1,60	2,60	180	8,9	6,7	6,4	6,0	6,1	5,9	4,5	3,8	4,0	4,2	3,4	3,1	2,5	2,1	1,3
1,80	1,81	195	9,4	7,3	6,6	6,0	6,3	5,3	4,9	3,8	3,8	3,5	2,8	2,5	2,4	2,1	1,5
2,20	2,26	200	9,6	7,1	6,6	6,1	6,5	5,5	4,7	3,8	3,7	3,6	3,2	2,7	2,5	2,1	1,5
2,50	3,60	40	4,7	3,6	3,9	4,6	3,9	3,3	2,4	3,5	1,7	1,9	3,3	1,6	2,1	1,7	0,6
4,6	2,6	240	10,6	7,5	7,0	6,4	6,8	5,0	5,0	3,8	3,2	2,9	3,5	2,5	2,6	2,3	1,6
8,0	3,5	150	8,6	6,0	6,0	5,9	6,0	4,0	4,0	3,7	2,2	2,0	3,9	2,1	2,5	2,4	1,1
16,8	7,0	280	12,1	6,8	7,4	6,9	7,5	5,4	4,5	3,7	2,7	2,7	6,3	3,5	3,2	2,6	1,2
20,5	7,5	175	9,7	5,6	6,3	6,3	6,4	4,3	3,8	3,6	2,0	2,0	6,1	2,7	3,0	2,5	1,0
36,5	11,0	350	13,8	6,9	8,0	7,4	8,2	5,6	4,6	3,7	2,5	2,6	8,4	4,0	3,5	2,8	
45,0	10,5	500	16,3	8,0	9,0	7,9	8,9	5,9	5,3	3,7	2,7	2,7	8,6	4,4	3,7	2,9	1,5
54,0	15,0	470	16,1	7,4	8,8	7,9	9,1	6,3	4,9	3,7	2,7	2,8	10,4	5,0	2,9	2,9	
71,1	21,5	450	16,2	6,9	8,7	8,0	9,1	5,1	4,6	3,6	2,5	2,5	12,6	5,5	4,1	2,7	1,1
120	36	650	19,8	7,3	4,4	8,8	10,4	8,0	4,9	3,6	2,8	3,5	17,7	7,5	4,8	2,8	
165	28	515	17,5	7,8	9,1	8,3	9,6	6,0	5,2	3,6	2,1	2,3	14,9	5,4	4,4	2,9	
248	36	780	21,6	7,8	10,4	9,1	11,1	6,4	5,2	3,6	2,4		18,2	6,9	4,9	3,1	1,3
291	39	809	22,0	7,8	10,6	9,2	11,2	6,9	5,2	3,6	2,2		19,1	7,0	5,0	3,1	
683		810	21,8	8,1	10,6	9,1	11,2	5,0	5,4	3,6				4,9	3,6		
1293	70	1130		8,2	11,8		12,8			3,6			27,9				
3476						11,1							34,1	6,6	6,1		

- b) Fórmula de KIRPICH, publicado no "Califórnia Culverts Practicê", sendo desenvolvida originalmente para bacias menores que 0,8 km²,

$$T_C = 0,95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

sendo T_C = tempo de concentração, em horas,

L = comprimento do curso d'água, em km, e

H = desnível máximo, em m.

Essa formula forneceu uma velocidade média de 6,0 km/h para as 15 bacias menores analisadas e uma média de 7,3 km/h para as bacias médias e grandes, indicando sua aplicação para ambos os casos, embora velocidades muito altas comparadas com as outras fórmulas.

- c) Formula de PICKING

$$T_C = 5,3 \left(\frac{L^2}{I} \right)^{1/3}$$

sendo T_C = tempo de concentração, em horas,

L = comprimento do curso d'água, em km,

H = declividade, em m/m.

A média das velocidades para as bacias pequenas resultou em 5,4 km/h, crescendo para uma média de 8,6 km/h para as bacias maiores, não sendo por isso indicada para estas bacias.

- d) Fórmula do U. S. CORPS OF ENGINEERS

$$T_C = 0,30 \left(\frac{L}{H^{1/4}} \right)^{0,76}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em horas,

L = comprimento do curso d'água, em km,

H = desnível, em mm.

Para as bacias pequenas resultou em média uma velocidade de 5,1 km/h, crescendo para uma média de 8,1 km/h para bacias maiores, não sendo por isso indicada para estas bacias.

e) Fórmula de VEN TE CHOW

$$T_C = 25,2 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,64}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em minutos,

L = comprimento do curso d'água, em km,

I = declividade, em %.

A média das velocidades para as bacias pequenas resultou em 4,9 km/h, crescendo para 9,4 km/h para as bacias maiores, não sendo por isso recomendado para estas bacias.

f) Fórmula do DNOS

$$T_C = \frac{10}{K} \cdot \frac{A^{0,3} \cdot L^{0,2}}{I^{0,4}}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em minutos,

A = área da bacia, em ha,

L = comprimento do curso d'água, em m,

I = declividade, em %.

K = depende das características da bacia, conforme descrito em seguida:

- Terreno areno-argiloso, coberto de vegetação intensa, eleva da absorção K=2
- Terreno comum, coberto de vegetação, absorção apreciável
K=3
- Terreno argiloso, coberto de vegetação, absorção média
K=4

- Terreno de vegetação média, pouca absorção K=4,5
- Terreno com rocha, escassa vegetação, baixa absorção K=5
- Terreno rochoso, vegetação rala, reduzida absorção K=5,5

Para condições médias, com K= 4, resultou, na média, uma velocidade de 4,9 km/h para bacias pequenas e 5,7 km/h para bacias maiores, portanto aceitável para qualquer tamanho de bacia.

g) Fórmula de KIRPICH - modificada

Estudos em bacias médias e grandes, com dados de enchentes observadas, demonstraram que a aplicação do fluviograma unitário triangular do U.S. Sói I Conservation Service fornece resultados pertinentes às observações, se forem adotados tempos de concentração 50% maiores do que os calculados pela expressão proposta por KIRPICH. Sugere-se assim a adoção da seguinte formula:

$$T_C = 1,42 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em horas,

L = comprimento do carão d'água, em km, e

H = desnível máximo, em m.

Essa fórmula fornece velocidades próximas da média de todas as expressões analisadas. A velocidade média para as bacias pequenas resultou em 4,0 km/h e para as bacias maiores em 4,8 km/h, indicando sua aplicação para uma grande faixa de áreas.

h) Fórmula de GEORGE RIBEIRO

$$T_C = \frac{16L}{(1,05 - 0,2P)(100 \times I)^{0,04}}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em minutos,

L = comprimento do curso d'água, em km,

I = declividade, em m/m.

P = parâmetro de dado pela porção da bacia coberta por vegetação.

Para um valor de P= 0,60 resultou uma velocidade de 3,8 km/h para as bacias menores e de 3,6 km/h para bacias maiores, sendo assim aplicável para qual quer tamanho de bacia.

i) Fórmula de PASINI

$$T_C = \frac{0,107^3 \sqrt{AL}}{\sqrt{I}}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em horas,

A = área da bacia, em km²,

L = comprimento do curso d'água, em km,

I = declividade, em m/m.

Resultou uma velocidade de 3,9 km/h, na média, para as bacias pequenas e 2,3 km/h para as bacias maiores, sendo assim aplicável a bacias de qualquer tamanho.

j) Fórmula de VENTURA

$$T_C = 0,127 \sqrt{\frac{A}{I}}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em horas,

A = área da bacia, em km²,

I = declividade, em m/m.

Resultou a média das velocidades de 3,9 km/h para bacias pequenas e 2,4 Km/h para bacias maiores, sendo aplicável a qualquer tamanho de bacia.

k) Fórmula de ROSSI

$$T_C = 0,77 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,295}$$

sendo, T_c = tempo de concentração, em horas,

L = comprimento do curso d'água, em km,

I = declividade, em %

Resultaram, em média, uma velocidade muito baixa, de 2,0 km/h, para as bacias pequenas, sendo muito altas para as bacias grandes, contra-indicando sua aplicação para ambos os casos.

l) Fórmula de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H}}$$

sendo, T_c = tempo de concentração, em horas,

A = área da bacia, em km²,

L = comprimento do curso d'água, em km,

H = desnível máximo, em m.

Resultou a aplicação desta expressão, em média, a velocidade de 2,1 km/h para bacias pequenas, e 5,0 km/h para bacias maiores. As velocidades para as bacias pequenas são abaixo da média das outras fórmulas, parecendo por isso pouco recomendável sua aplicação nestas áreas.

m) Método do Lag

O atraso da onda de cheia em relação à chuva que a produziu, é designado por "lag", considerando-se o tempo decorrido entre o centro do hietograma da chuva unitária e o momento em que ocorreram 50% do volume do fluviograma unitário correspondente; ê dado pela expressão:

$$Lag = 14,43Kn \left(\frac{L Lc}{I^{0,5}} \right)^{0,33}$$

sendo, lag, em horas,

L = comprimento do curso d'água mais comprido, em km, e

L_c = comprimento, em km, ao longo do mesmo curso do posto de medição até o ponto mais próximo ao centro de gravidade da bacia de drenagem,

I = declividade do curso principal, em m/km, até o divisor, e

K_n = média dos coeficientes de Manning (Rugosidade) ao longo dos cursos d'água mais importantes da bacia.

Substituindo ainda a declividade I pelo quociente entre o desnível H , em m, e o comprimento L , em km, além da adoção de adaptações aos demais parâmetros, expressão precedente se transforma-se em:

$$Lag = 11,48 K_n \left(\frac{L^{2,5}}{H^{0,5}} \right)^{0,33} = 0,716 TC$$

ou

$$T_C = 16,0 K_n \left(\frac{L^{2,5}}{H^{0,5}} \right)^{0,33} = 16,0 K_n \frac{L^{0,833}}{H^{0,167}}$$

Existem gráficos que indicam a variação do coeficiente K_n , em geral, de 0,030 a 0,150. No caso de tempestades espalhadas, K_n pode atingir o valor 0,260 e em áreas urbanas seu valor vai de 0,013 a 0,033. A grande variação do coeficiente K_n requer a análise detalhada das características das bacias cujos dados serviram de base para a elaboração dos gráficos mencionados.

Como se vê, sem a consideração da fisiografia peculiar da região que corresponde a cada família de curvas dos gráficos mencionados, e os tempos de concentração calculados para uma bacia podem variar enormemente na proporção de 1 para 3 e até 1 para 5.

n) Formula de JOHN COLLINS

$$T_C = 44 \frac{L}{D} \sqrt[5]{\frac{A^2}{I}}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em minutos,

A = área da bacia, em km^2 ,

L = comprimento do curso d'água, em km,

I = declividade, em %, restrita aos limites de 1% a 3,5%, e

D = diâmetro de um círculo de área equivalente ao da bacia.

$$\text{isto é, } D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$

A média das velocidades para bacias pequenas resultou em 1,8 km/h e para bacias maiores em 3,1 km/h. As velocidades para bacias pequenas são reduzidas, comparadas com a média das outras fórmulas, não se recomendando por isso seu emprego para estas.

- o) Fórmula do método do número de curva (CN), referido ao número de curva recomendado pelo U.S. Soil Conservation Service na relação chuva-deflúvio de Mockus, em função do complexo solo-cobertura vegetal.

$$T_C = \frac{1,80L^{1,3} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{\sqrt{H}}$$

sendo, T_C = tempo de concentração, em horas,

L = comprimento do curso d'água, em km,

H = desnível máximo, em m, e

CN = referido número de curva, que caracteriza o complexo solo-cobertura vegetal da bacia.

As velocidades médias resultaram próximo de 1,3km/h tanto para bacias pequenas como grandes, sendo seus valores os mais baixos que os encontrados para todas as outras expressões analisadas, e assim menos recomendável na avaliação do tempo de concentração.

Recomenda-se que deva ser dada preferência às fórmulas que conduzem a valores razoáveis tanto para bacias pequenas quanto para as médias e grandes, e que são as de KIRPICH, DNOS, KIRPICH MODIFICADA, GEORGE RIBEIRO, PASINI e VENTURA.

Destas a fórmula de KIRPICH fornece velocidades acima da média das outras fórmulas, especialmente para bacias médias e grandes, enquanto as fórmulas de PASINI e VENTURA geram as menores velocidades desse grupo, resultando descargas máximas menores, que são

contra a segurança da obra, restringindo-se o uso para o caso da obrigatoriedade em usá-las. A fórmula de GEORGE RIBEIRO fornece velocidades onde são pouco utilizadas as características da bacia.

O método do Lag com $K_n = 0,07$ pode ser considerado para bacias com áreas superiores a 10 km², para as quais os resultados se aproximam bastante da fórmula de KIRPICH MODIFICADA e, portanto, da média de todas as fórmulas analisadas.

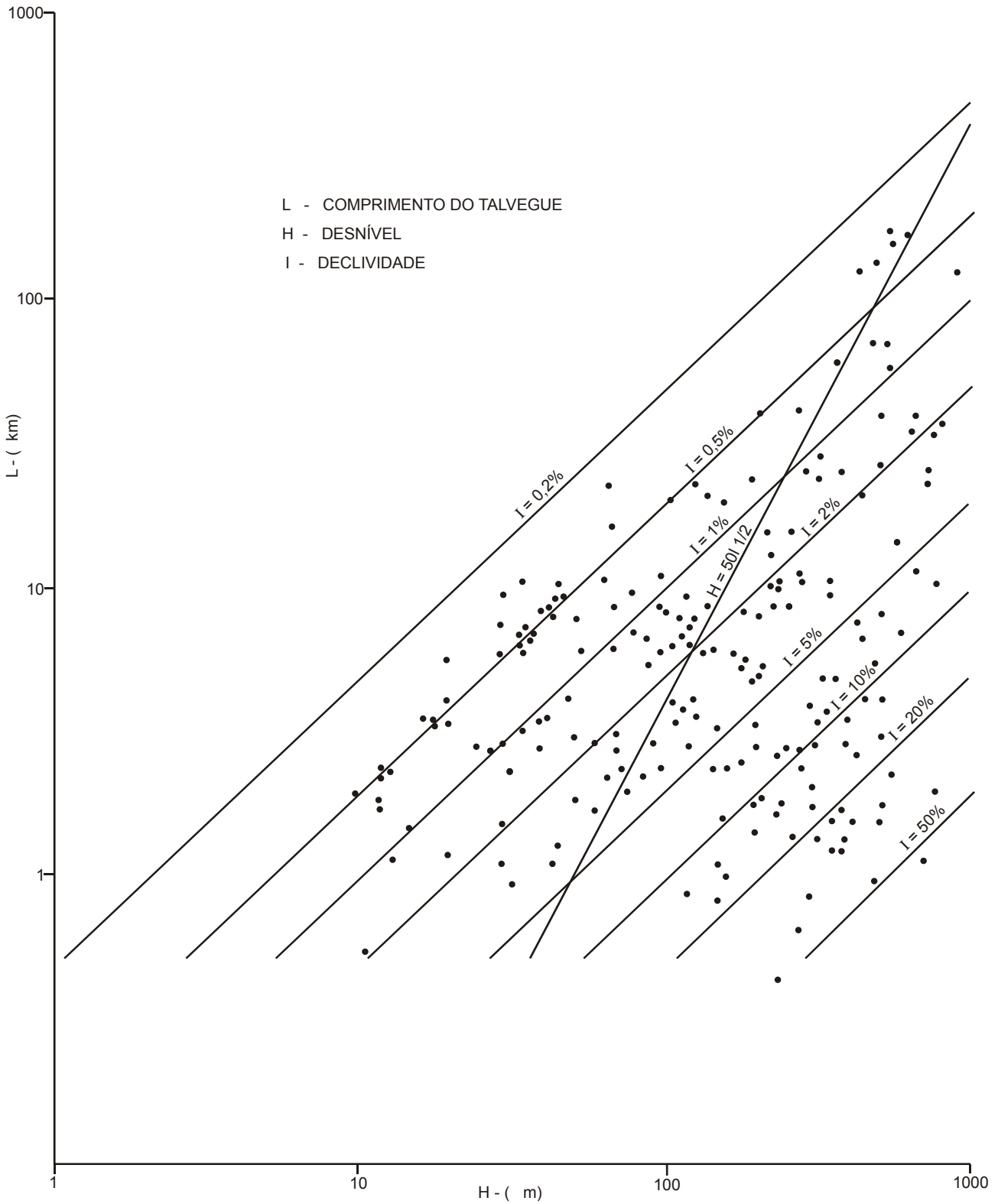
Com essa análise parecem mais indicadas as fórmulas do D.N.O.S e de KIRPICH MODIFICADA para qualquer tamanho de bacia e o MÉTODO DO LAG para bacias maiores que 10 km².

Outra maneira de comparar as fórmulas para o cálculo do tempo de concentração consiste em reduzi-las para as mesmas unidades, expressando-se velocidade $V = L/TC$, em K/h; o comprimento do curso d'água L , em km; o desnível máximo H , em m, e substituindo a declividade I pelo quociente $I = H/L$. Nas expressões que contêm a área da bacia A , esta será expressa em km².

Em seguida são apresentadas as fórmulas antes citadas com as unidades iguais para melhor comparação.

No caso das fórmulas que contêm a área A , da bacia apresentou-se ainda, ao lado direito, uma segunda expressão onde essa área, em km², foi substituída pela expressão $A = 0,4 L$, em função do comprimento do curso d'água L , em km. Essa relação resultou como média de mais de 200 bacias estudadas pelo DNER em várias regiões do Brasil. Praticamente todos os casos mostrados situam-se dentro da faixa definida pelas expressões $A = 0,16 L$ e $A = 1,00 L^{1,86}$, representando áreas, entre, 2,5 vezes menores a 2,5 vezes maiores do que a média A .

Figura .6.5.1.2 Cursos D'água em Várias Regiões do Brasil
 Relação Desnível – Comprimento do Talvegue



A relação das formulas com as unidades iguais é a seguinte:

a)	KERBY (para a= 0,5)	$V=0,7611 L^{0,6} H^{0,470}$
b)	KIRPICH	$V=1,0526 L^{0,155} H^{0,385}$
c)	PICKING	$V=1,1320 L^0 H^{0,333}$
d)	U.S. CORPS OF ENGINEERS	$V=2,1500 L^{0,05} H^{0,190}$
e)	VEN TE CHOW	$V=1,1396 L^{0,04} H^{0,320}$
f)	DNOS (para K = 4) $V = 0,6029 A^{0,03} L^{0,4} H^{0,4}$	$V=0,7936 L^{-0,158} H^{0,400}$
g)	KI RPICH MODIFICADA	$V=0,7020 L^{-0,155} H^{0,385}$
h)	GEORGE RIBEIRO (para p= 0,60)	$V=3,1806 L^{-0,04} H^{0,040}$
i)	PASINI $V = 0,2955 A^{-0,03} L^{0,1667} H^{0,5}$	$V=0,4011 L^{-0,4533} H^{0,500}$
j)	VENTURA $V = 0,2490 A^{-0,5} L^{0,5} H^{0,5}$	$V=0,3937 L^{-0,430} H^{0,500}$
k)	ROSSI	$V=0,9247 L^{0,5575} H^{0,1475}$
l)	$GIAHDOTTI = \frac{0,8L^{0,5} H^{0,5}}{4\sqrt{A} + 1,5L}$	$V=0,1538 L^{-0,500} H^{0,500}$
m)	MÉTODO DO LAG	$V=0,8951 L^{0,1667} H^{0,1667}$
n)	JOHN COLLINS $V = 0,9709 A^{0,1} L^{-0,2} H^{0,2}$	$V=0,8858 L^{-0,014} H^{0,200}$
o)	MÉTODO DO NUMERO DE CURVA (para CN=60)	$V=0,1336 L^{-0,30} H^{0,500}$

Para comparar essas expressões convém notar que, segundo a formula de Chézy de escoamento em canais, a velocidade deveria ser proporcional à raiz quadrada do produto do raio hidráulico, R, pela declividade, I. Como rios maiores têm geralmente declividade menor e raio hidráulico maior por causa da maior profundidade média, o raio hidráulico varia em função inversa da declividade.

Substituindo o raio hidráulico pelo inverso de uma potência da declividade, a velocidade resulta proporcional à declividade elevada a uma potência entre 0,3 a 0,5. aproximadamente. Como a declividade é dada pelo quociente entre o desnível, H. e o comprimento do curso d'água, L, essas grandezas deveriam aparecer nas fórmulas com expoentes próximos de 0,3 a 0,5 para H e -0,3 a -0.5 para L, respectivamente.

Para as três fórmulas antes recomendadas, por fornecer velocidades mais próximas à média do conjunto delas, os expoentes de L e H são próximos desses valores, com exceção da estabelecida por GEORGE RIBEIRO. Aliás esta fórmula fornece velocidades sempre próximas a 3,7 km/h, para qualquer bacia, porque os expoentes de L e H são muito baixos, dispensando na realidade qualquer cálculo.

A fórmula do DNOS fornece os maiores valores de velocidade desse conjunto, especialmente para bacias médias e grandes. A fórmula de KIRPICH MODIFICADA fornece valores intermediários para as velocidades, sendo assim mais recomendável. Além disso, ela é mais simples porque não leva em conta a área, A , da bacia nem as condições do solo e da cobertura vegetal.

Para bacias com igual comprimento do curso d'água, L , e igual desnível, H , o aumento da área, A , significa uma bacia mais larga, resulta maior concentração de água no curso principal. Em consequência, a maior profundidade dos cursos d'água deveria fornecer velocidades crescentes com o aumento da área. Todas as fórmulas apresentadas, menos a de JOHN COLLINS, indicam, no entanto, uma variação inversa desta descrita.

Aparentemente a interdependência entre a área da bacia; o comprimento e declividade do curso d'água principal mascaram os expoentes com que essas variáveis podem apresentar-se na expressão empírica da velocidade média, fornecendo resultados satisfatórios segundo os vários autores.

Quando se dispõe de observações fluviométricas e pluviométricas de pelo menos algumas enchentes de maior porte na bacia em estudo ou numa bacia com configuração fisiográfica semelhante, é possível avaliar o tempo de concentração e a correspondente base do fluviograma unitário, por aproximações sucessivas.

A partir do deflúvio total e da precipitação total da tempestade considerada deduz-se o número de curva CN da expressão de Mockus. Com essa expressão determinam-se as precipitações efetivas ou os deflúvios nos vários intervalos em que se dispõe de dados pluviométricos, compondo-se esses acréscimos de deflúvio com os fluviogramas unitários triangulares, para cada vez base diferente, e com isso, procurando reproduzir da melhor forma o fluviograma observado (ver Fig. 6.5.3).

Deve-se procurar ajustar os picos do hidrograma calculado com o observado, abstraindo-se da origem de tempo no início das chuvas e dos deflúvios, obtendo-se da base do fluviograma unitário triangular que forneceu o melhor ajustamento, o valor do tempo de concentração.

A tempestade analisada deve ser de curta duração, porém não muito menor que o tempo de concentração, para considerar grande parte da bacia contribuinte da enchente. Em tempestades prolongadas a aplicação da lei de infiltração de Mockus costuma ser evidente.

A principal dificuldade na aplicação da metodologia exposta reside na distribuição não uniforme das chuvas sobre a área da bacia, que é o caso mais freqüente.

Não podendo ser empregados estes procedimentos, comumente, adota-se a fórmula KIRPICH MODIFICADA que fornece valores médios para o tempo de concentração, porém sujeitos a um erro apreciável em relação ao valor real.

Quando a bacia possui partes com declividades muito diferentes, é razoável determinar o tempo de concentração separadamente para cada parte, totalizando-se o tempo final pela simples soma das parcelas.

A determinação do tempo de concentração a partir da velocidade de escoamento das águas no curso d'água principal não é absoluta, porque a celeridade de uma onda de enchente é cerca de 1,4 vezes maior do que a velocidade de escoamento no rio.

Especial atenção deve ser dado aos trechos de rio onde existe transbordamento significativo pelas margens baixas, tendo-se observado velocidades de propagação de ondas de cheia nessas condições entre 1 km/h e 2 Km/h, portanto duas a três vezes menores que as indicadas pela fórmula de KIRPICH MODIFICADA.

6.5.2. CONFORMAÇÃO DO FLUVIOGRAMA UNITÁRIO

Segundo, o Soil Conservation Service usou o hidrograma unitário adimensional curvilíneo, representado na Fig. 6.5,2 que foi desenvolvido por Víctor Mockus. Este hidrograma foi deduzido da média de um grande número de hidrogramas unitários naturais de bacias com tamanhos muito variados e situações geográficas diversas. Dividindo as ordenadas do hidrograma unitário pela sua descarga máxima e as abscissas pelo tempo de ponta T_P , resulta o hidrograma adimensional cujo ponto de inflexão no ramo de descida fica $1,70 T_P$ após o início da chuva unitária e a base é igual a $5 T_P$.

Nessa metodologia o tempo de concentração da bacia é igual ao tempo entre o fim da chuva e o ponto de inflexão no ramo descende do hidrograma unitário. O atraso da onda ou "Lag" é aqui definido pelo tempo entre o centro da chuva unitária e o pico do fluviograma unitário, valendo $0,6 T_C$ para condições médias de bacia hidrográfica e deflúvios com distribuição aproximadamente uniforme sobre a área.

Também recomenda-se que a "duração unitária" da chuva usada com o fluviograma unitário próximo de $0,20 T_P$, não devendo ter valores maiores que $0,25 T_P$. Recomenda-se a adoção de durações unitárias até um quinto do tempo de concentração, para reduzir o trabalho de cálculo. Este valor é bem maior que um quinto do tempo de pico e a análise comparativa dos resultados para durações unitárias iguais a um quinto do tempo de ponta e a um quinto do tempo de concentração demonstrando que as diferenças entre as descargas máximas correspondentes

geralmente não excedem 10% do seu valor médio, a não ser para números de curva de infiltração CN muito baixos, quando os erros relativos são mais altos mas seu valor absoluto é pequeno, em consequência dos baixos coeficientes de deflúvio.

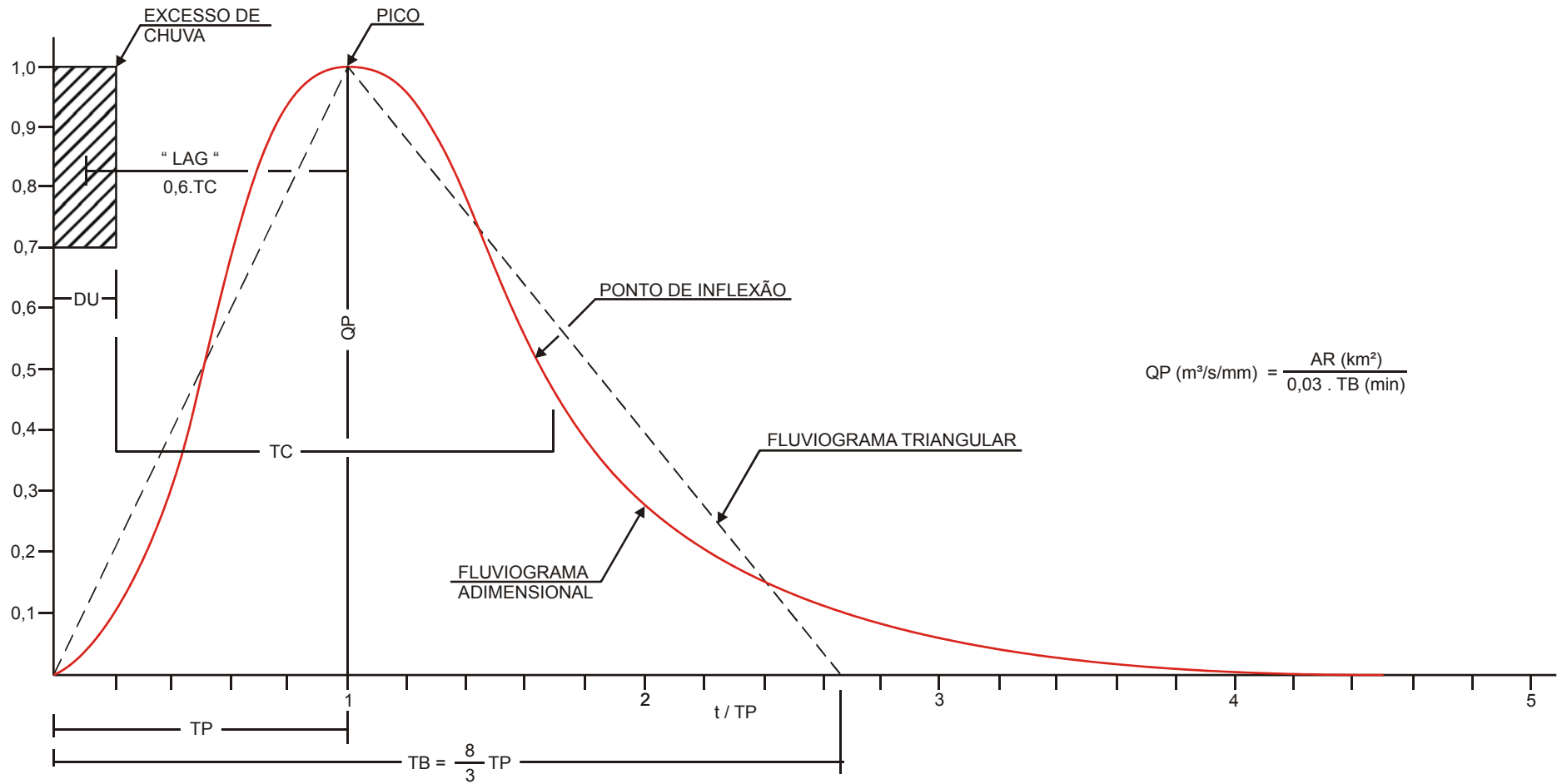
Desse modo os erros consequentes do emprego de uma duração unitária diferente de um quinto do tempo de ponta, T_P , são pequenos, comparados com as incertezas na escolha do número de curva C_N e do tempo de concentração T_C . Deve-se, no entanto, procurar usar uma duração unitária inteira múltipla de 5 minutos ou de 7,5 minutos mais próxima de um quinto do tempo de ponta T_P para uniformidade dos resultados do tempo de concentração T_C . Deve-se, no entanto, procurar usar uma duração unitária inteira múltipla de 5 minutos ou de 7,5 minutos mais próxima de um quinto do tempo de ponta T_P para uniformidade dos resultados.

O próprio Soil Conservation Service recomenda a substituição do hidrograma adimensional curvilíneo por um hidrograma triangular cuja forma se adapta razoavelmente, conforme mostra a Fig, 6.5.2. O tempo de base T_B desse hidrograma triangular é igual a $8/3$ do tempo de ponta, T_P e sua forma mais simplificada não necessita da apresentação adimensional de modo que se são obtidas a partir do tempo de concentração T_C , e da duração unitária D_U dadas por:

$$T_P = \frac{D_U}{2} + 0,6T_C$$

$$T_B = \frac{8T_P}{3}$$

Figura 6.5.2 – Fluviograma Unitário Adimensional e Triangular



Obtém-se a descarga de ponta Q_P , ou a ordenada máxima do hidrograma unitário observando-se que a área do triângulo representa o volume escoado da bacia para um deflúvio de 1 mm.

Disso resulta a seguinte expressão:

$$Q_P = \frac{A_R}{0,03T_B}$$

onde: Q_P = descarga máxima, em m^3/s por mm do deflúvio,

A_R = área da bacia, em km^2 ,

T_B = base do fluviograma unitário, em minutos,

0,03 = coeficiente de compatibilização de unidades.

A imprecisão introduzida na área de descargas altas do hidrograma total, é decorrente da substituição do fluviograma unitário curvilíneo pelo triângulo, mas é desprezível, comparada com a incerteza na definição do número de curva de infiltração C_N , do solo e na dificuldade de avaliar o tempo de concentração correto da bacia.

A depleção exponencial normalmente observada no fim dos hidrogramas naturais não é reproduzida com fidelidade quando se emprega o hidrograma unitário triangular, o que não tem importância no estudo das enchentes, quando o principal objetivo é a definição do seu pico.

Usando uma duração unitária D_U , igual a um quinto do tempo de ponta T_P , a expressão adequada é:

$$T_P = \frac{D_U}{2} + 0,6T_C = 5D_U$$

fornece a relação

$$T_C = 7,5D_U$$

entre o tempo de concentração e a duração unitária.

6.5.3. COMPOSIÇÃO DO FLUVIOGRAMA TOTAL

Multiplicando as ordenadas do hidrograma unitário pelos excessos de precipitação ou deflúvios em cada intervalo de tempo igual à duração unitária D_U , obtêm-se os hidrogramas parciais, triangulares, que somados, mantendo-se as devidas defasagens, fornecem o hidrograma total da enchente.

As ordenadas do hidrograma unitário devem, por isso, corresponder às abscissas com intervalos iguais à duração unitária. As ordenadas dos hidrogramas parciais, que serão assim também espaçadas de D_U , serão somadas com deslocamento de um intervalo D_U cada vez que se considere o acréscimo de precipitação efetiva seguinte.

O procedimento pode ser explicado graficamente através do ajustamento de um hidrograma calculado com um hidrograma natural, permitindo obter-se o tempo de concentração da bacia, conforme exposto no fim do capítulo 6.5. O exemplo refere-se à enchente observada em 14 de fevereiro de 1979, no posto Iconha, do rio Iconha, que deságua na Baía da Guanabara, conforme dados coletados e cedidos pela SERLA - (Fundação Superintendência Estadual de Rios e Lagoas do Estado Rio de Janeiro).

A área da bacia hidrográfica é de $A_R = 66,5 \text{ km}^2$, a precipitação total média observada em 2 pluviógrafos de $P = 89,25\text{mm}$ e o deflúvio superficial total de $D = 21,6\text{mm}$, descontando-se a descarga base. À precipitação e ao deflúvio total corresponde o coeficiente de deflúvio de 24,2% e o número de curva de infiltração $CN = 66,85$, atendendo à expressão de Mockus.

$$D = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8S}$$

Onde

$$S = 254 \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

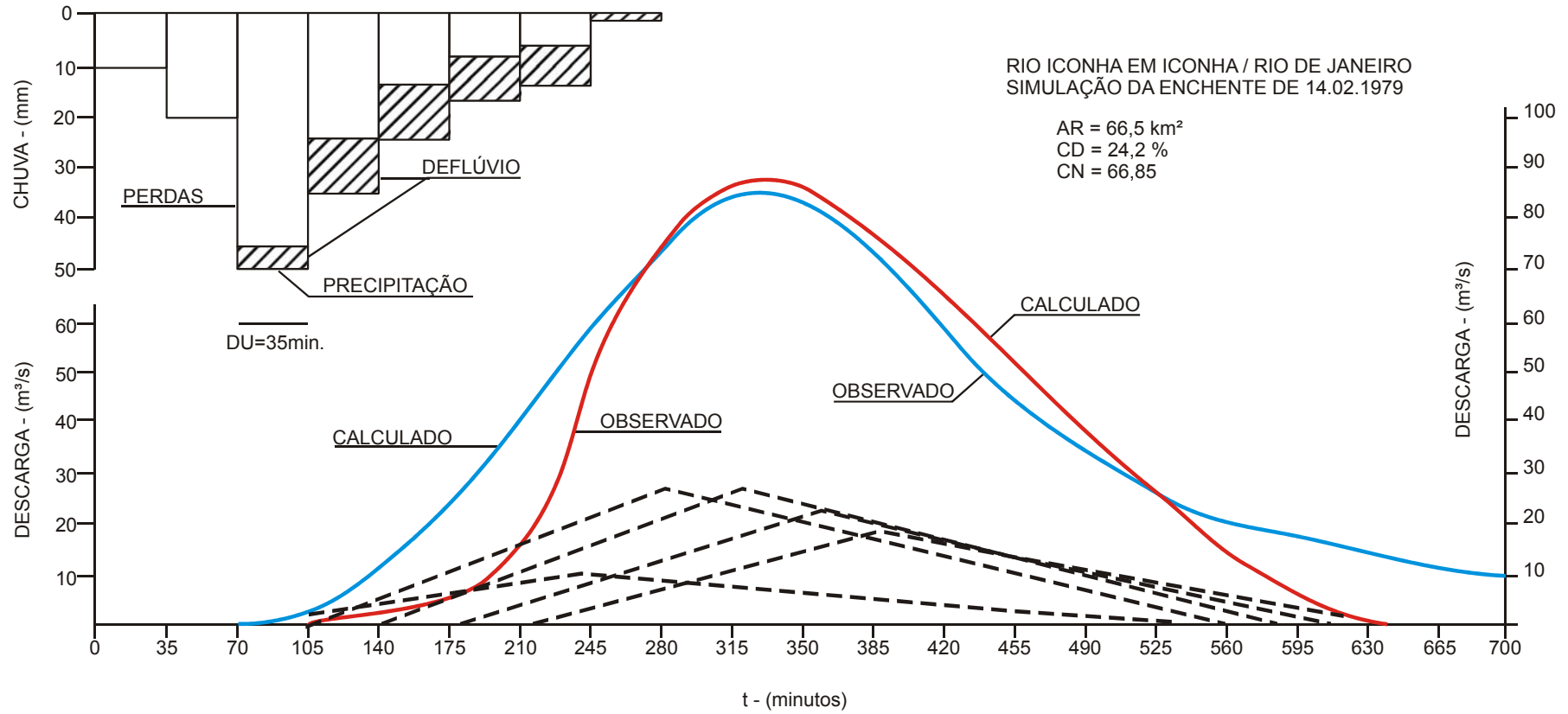
Repetindo o procedimento que se segue para diversas durações unitárias D_U , procurou-se a solução que forneceu o melhor ajustamento do hidrograma calculado com o observado e especialmente proporcionando descargas máximas semelhantes. Aqui é reproduzido apenas o caso mais próximo da solução ótima, com a duração unitária $D_U = 35$ minutos. Na segunda linha do quadro que se segue (Qd - 6.5.3) figuram as precipitações acumuladas P_1 , correspondentes aos tempos t da primeira linha, obtidas pela interpolação linear entre os valores acumulados das

precipitações médias observadas nos dois postos pluviográficos, disponíveis em intervalos horários.

Em seguida aparecem os acréscimos das precipitações médias P_2 nos intervalos de tempo de duração $D_U = 35$ minutos, calculadas pela expressão de Mokus, a partir das precipitações acumuladas P_1 , obtendo-se os deflúvios ou precipitações efetivas P_E , da quarta linha, adotando-se o número de curva $CN = 66,85$, definido para o total da enchente examinada. Finalmente, na última linha do quadro, figuram os acréscimos de precipitação efetiva, P_E , usados para definir os hidrogramas parciais.

t (min)	35	70	105	140	175	210	245	280	315
P_1 (mm)	5,57	16,76	42,01	60,13	72,9	81,6	88,53	88,99	89,25
P_2 (mm)	5,57	11,19	25,25	18,12	12,77	8,7	6,93	0,46	0,26
P_E (mm)	0	0	1,98	7,59	13,11	17,45	21,19	21,45	21,6

Figura 6.5.3 – Conformação e Composição do Fluviograma Unitário



Neste caso o hidrograma unitário triangular é caracterizado pelos seguintes elementos. Para uma duração unitária $D_U = 35$ minutos e um tempo de ponta $T_P = 5 \times D_U$ ou $T_P = 175$ minutos, resultando uma base do hidrograma igual a $T_B = 467$ minutos e um tempo de concentração de $T_C = 7,5 D_U$ e $T_C = 262$ minutos. A descarga de ponta é dada por:

$$Q_P = \frac{A_R}{0,03T_B} = 4,75 m^3 / s / mm$$

Estão representados na Fig. 6.5.3' os cinco hidrogramas parciais correspondentes a crescimentos de precipitação efetiva maiores do quadro precedente (Qd - 6.5.3). Desprezaram-se os últimos crescimentos de precipitação efetiva cujos hidrogramas desaparecem na representação gráfica. Esses hidrogramas parciais triangulares possuem uma base igual a $T_B = 467$ minutos e descarga de ponta dada pelo produto dos crescimentos de precipitação efetiva de cada intervalo de duração D_U pela ordenada máxima do hidrograma unitário, que é Q_P .

Os triângulos são defasados, com atrasos sucessivos do seu início, pico e fim, de um intervalo de tempo igual à duração unitária, D_U primeiro triângulo é disposto de modo que a defasagem final da descarga máxima do hidrograma calculado em relação ao observado seja menor que o intervalo D_U adotado. Estão destacados na Fig. 6.5.3 os hidrogramas das precipitações observadas e os excessos de precipitação, como também é ressaltada a soma dos hidrogramas parciais, que se ajusta satisfatoriamente ao hidrograma observado.

O tempo de concentração resultante desta enchente é assim $T_C = 262$ minutos para essa bacia cujo comprimento do curso principal é de 16,5 km. A parte superior da bacia situa-se nas escarpas íngremes, cobertas de matas da Serra do Mar, e a parte inferior é pouca inclinada, onde as águas das enchentes transbordam pelas margens.

Na tempestade examinada as precipitações observadas nos dois pluviógrafos foram bastante diferentes, resultando deflúvios não uniformes sobre a bacia, sendo possivelmente este o motivo da rápida ascensão do hidrograma no início das chuvas.

Para reduzir o trabalho de soma dos fluviogramas parciais recomenda-se associar os excessos de precipitação no fim da chuva de projeto em grupos com duração múltipla de D_U , sendo necessário calcular-se novas características do hidrograma unitário, a partir da duração unitária correspondente, múltipla de D_U procedimento não é muito exato, fornecendo hidrogramas parciais 10% mais baixos e com base 10% maior que no caso de durações unitárias menores, quando o grupamento é de 4 a 6 elementos.

Essa simplificação não tem grande vantagem na maioria dos casos, pois a infiltração mínima do solo, superior a 1 mm/h, é geralmente adotada, costumando-se suprimir os acréscimos de deflúvio no fim da tempestade, tornando o número de hidrogramas parciais a serem somados bastante reduzido.

Em geral o somatório das ordenadas dos hidrogramas parciais é feito sob forma de tabelas, como descrito no capítulo 6.6.3.

6.6. MÉTODO DE CALCULO

A seguir são descritos com os procedimentos de cálculo para obtenção dos valores das descargas de projeto a serem utilizados nos projetos rodoviários, ressaltando-se as diferenças de adoção das duas metodologias de cálculo adotadas:

- Metodologia A, considerando-se as chuvas no período antecedente de 5 dias do pico da precipitação;
- Metodologia B, convencional, considerando as chuvas precedentes do pico de chuvas de curta duração, aproximadamente igual à metade do tempo de concentração da bacia.

Para exemplificação considerou-se uma bacia com área de 32 km² tempo de concentração de 150 minutos e duração unitária de 20 minutos. Considerou-se ainda o número de curva CN = 60, na metodologia A, e CN = 74, para a metodologia, adotando-se o período de recorrência de $T_R = 10$ anos.

6.6.1. CHUVAS DE PROJETO

6.6.2. EXPRESSÃO DE CHUVA DO ENG° OTTO PFAFSTTETTER

6.6.2.1. METODOLOGIA A

Ao ser utilizado o período de 5 dias de chuvas antecedentes ao pico da precipitação, no período total de 15 dias de chuva de projeto, é conveniente a adoção de durações da chuva, D , a partir da duração unitária, D_U , crescente segundo a progressão geométrica de razão 2, com o que reduz-se o número de elementos a calcular, sem prejuízo da precisão requerida.

O cálculo desenvolvido deve ser acompanhando no Quadro Q1-A, tomando como exemplo o posto pluviográfico de referência, que representa a média dos 98 postos do Brasil com a perda mínima por infiltração 1 mm/h. Esses parâmetros acham-se indicados no alto do quadro, assim como as características da relação chuva-duração-frequência, de simultaneidade da chuva e distribuição da chuva em área.

Nas três primeiras colunas da primeira parte do quadro aparecem as durações D , expressas em minutos, horas e dias, para maior comodidade da análise dos resultados. O penúltimo valor de D foi escolhido de modo que as durações antecedentes ao pico somem os 5 dias fixados para ela. Devido à disposição simétrica dos acréscimos de precipitação, essa duração antecedente resulta da soma dos intervalos de D entre pares sucessivos dos valores anotados nas primeiras colunas da parte superior do quadro. Esses intervalos encontram-se também na 8ª coluna da segunda parte. O último valor de D corresponde aos 15 dias admitidos para a duração total da tempestade de projeto.

Aparecem em seguida as precipitações P_0 , para o tempo de recorrência $T_R = 1$ ano, que, no caso dos postos analisados na Ref. 4, são definidas pela expressão:

$$P_0 = aD + b \log(1 + cD)$$

Sendo, P_0 = precipitação, em mm;

D = duração da chuva, em horas;

a ; b e c = parâmetros relacionados para os diferentes postos do Brasil.

Nas colunas seguintes aparecem os valores de " α ", " β " e " γ ", que são parâmetros que dependem da duração, D , da chuva e são relacionados na Ref. 4 para 98 postos do Brasil.

O fator de probabilidade K é definido por:

$$K = T_R^{\alpha + \beta / T_R^{0.25}}$$

onde K significa o fator pelo qual deve ser multiplicada a precipitação P_0 , com tempo de recorrência de 1 ano, para obter a precipitação com o tempo de recorrência de projeto, T_R , em anos.

Como em geral os valores de " α " e " β " não são relacionados para as durações, D , usadas no quadro, é necessário efetuar interpolações lineares entre aqueles valores e mesmo extrapolações, para durações maiores que 6 dias.

Em seguida, nessa parte do quadro, aparece o fator de simultaneidade das chuvas, F_S , calculado pela expressão:

$$F_S = \frac{C_1(1-C_2)}{C_1 + \log^2(D/D_R)} + C_2$$

sendo

$$C_1 = 1,5 \text{ e } C_2 = 0,57T_R^{-0,18} \text{ E}$$

onde TR é o tempo de recorrência, em anos, DR a duração considerada e; DR a duração de referência, escolhida como sendo igual a 4 DU, ou aproximadamente igual à metade do tempo de concentração, TC. Na 9ª coluna dessa parte superior do quadro aparece o fator de redução da chuva em área, FA dado por:

$$F_A = \frac{Y}{Y + \log^2(A_R/C6)}$$

sendo

$$Y = C3 \log(C4 D + C5)$$

os valores de C3 = 35, C4 = 0,70 e C5 = 1 estão indicados no alto do quadro; D é a duração considerada, em horas, e AR a área da bacia hidrográfica, em km².

A 10ª coluna da primeira parte do quadro fornece as precipitações de projeto, P1, para as durações D, que resultam do produto das precipitações Po, para o tempo de recorrência de 1 ano, pelo fator de probabilidade K, pelo fator de simultaneidade, FS, e finalmente pelo fator de redução em área, FA isto é:

$$P_I = P_0 \cdot K \cdot F_S \cdot F_A$$

Na última coluna dessa parte do quadro aparecem os acréscimos das precipitações de projeto, P1, nos sucessivos intervalos de tempo entre as durações do início dessa parte. Esses acréscimos de precipitações devem ser reordenados, conforme descrito adiante.

6.6.2.2. METODOLOGIA B

No caso de se adotar o procedimento B, mais comumente adotado, no Quadro Q1-B, têm-se as seguintes indicações: adoção do número de curva CN maior que no procedimento A, levando-se em conta a umidade do solo no início da chuva, não sendo considerado no caso os 5 dias de precipitações antecedentes ao pico da tempestade. De acordo com a tabela de correspondência

de CN do capítulo anterior, adotou-se o valor de CN = 74, correspondente ao CN = 60, usado no exemplo anterior.

Em seguida as durações D crescem em progressão aritmética até o tempo máximo para cálculo, T_{\max} , escolhido de modo a definir satisfatoriamente o ramo descendente do fluviograma resultante. O fator de simultaneidade das chuvas não é considerado nesse procedimento, resultando $F_S = 1$. O efeito das chuvas antecedentes ao pico da tempestade já está considerado, em grande parte, na escolha mais judiciosa do número de curva CN.

As chuvas, após o pico da tempestade, seriam alteradas com a consideração do fator de simultaneidade, não vindo, no entanto, refletir-se sobre a descarga máxima do fluviograma de projeto.

Na metodologia de cálculo B, normalmente o fator de redução das chuvas na área é definido pela

Expressão:

$$F_A = 1 - 0,1 \log(A_R / 25) \leq 1$$

onde A_R é a área da bacia, em km^2 , e F_A o fator de redução em área, independente da duração D.

No restante os quadros QI-A e QI-B são semelhantes.

São a seguir tratados os casos onde dispõe-se de observações pluviográficas locais, ou mesmo, a partir de dados pluviométricos que sejam significativos da área local.

6.6.2.3. POSTO PLUVIOGRÁFICO LOCAL

Havendo dados pluviográficos de postos diferentes dos estudados pelo Eng^o Otto Pfafsletter e que sejam representativos da bacia em estudo, convém fazer-se a análise estatística das precipitações de curta duração desse posto. Se consistente, esse estudo poderá fornecer o valor das precipitações para o tempo de recorrência de projeto e para durações que, em geral não coincidem com as durações D, usadas na composição da primeira parte do quadro.

Nesse caso efetuam-se interpolações lineares entre os valores dados por método estatístico para definir as precipitações correspondentes às durações D do quadro.

6.6.2.3.1. METODOLOGIA A

A primeira parte do quadro Q2-A exemplifica uma bacia situada na Baixada Santista, no Estado de São Paulo, onde obteve-se a seguinte relação entre precipitações e durações para chuvas com TR= 10 anos de tempo de recorrência.

D	5min	15min	30min	1h	2h	4h	8h	24h	48h	4d	8d	6d
P(mm)	17	37	58	86	113	143	174	240	290	368	510	745

Com esses valores foram obtidas, por interpolação, as precipitações P_K da quarta coluna da primeira parte do quadro Q2-A. Nas colunas seguintes dessa parte figuram os valores não utilizados de "a", "p" e o fator de probabilidade $K = 1$. O restante dessa parte do quadro é semelhante à do quadro Q1-A, sendo a precipitação de projeto, P_1 , resultante do produto das precipitações P_K pelo fator de simultaneidade, F_S , e pelo fator de redução da chuva em área, P_A .

6.6.2.3.2. METODOLOGIA B

Nos quadros Q2-B1 e Q2-B2 encontram-se os mesmos exemplos, calculado pelo procedimento B, diferindo pelas durações D, que nesse caso crescem em progressão, pelos fatores de simultaneidade, $F_S = 1$, que não são considerados, e pelos fatores de redução da chuva em área,

Admitiu-se no caso um solo com permeabilidade acima da média, com um número de curva $CN_0 = 40$, no procedimento A, e $CN_1 = 55$, no procedimento B. Nesse caso a tabela de correspondência dos números de curva CN_0 e CN_1 não é válida, pois a potencialidade na formação de chuvas de curta duração é muito diversa da representada para o posto de referência. Por esse motivo as descargas máximas, através das duas metodologias de cálculo são um pouco divergentes. As demais características da bacia acham-se representadas no quadro.

6.6.2.4. POSTO PLUVIOMÉTRICO LOCAL

No caso em que se julgue que os postos relacionados não sejam suficientemente representativos das chuvas na bacia em estudo e se disponha de pelo 10 a 15 anos, pelo menos, de dados pluviométricos diários para um posto mais próximo pode-se proceder do modo a seguir.

Efetua-se a análise estatística das precipitações máximas diárias observadas, definindo o valor para o período de recorrência $T_R = 10$ anos. A precipitação de 24 horas é definida pelo produto deste valor por 1,13. Dividindo-se este valor pela precipitação de 24 horas e 10 anos de recorrência do posto de referência, equivalente a 139 mm, obtém-se o quociente que representa a

precipitação relativa do posto considerado para 24 horas e pode ser marcada por um ponto num dos gráficos, correspondente à região do Brasil mais representativa da área em estudo.

Traça-se no gráfico escolhido uma linha passando pela precipitação relativa achada para o posto considerado e que seja paralela à curva do posto regional mais representativo. As vezes essa linha traçada deve ser interpolada entre duas outras do anexo B, correspondentes a postos que possam adequar-se à estimativa das precipitações de curta duração no posto pluviométrico considerado. Com as ordenadas dessa curva paralela ou interpolada são avaliadas as precipitações relativas para diversas durações.

Multiplicando-se essas precipitações relativas pelas precipitações, de igual duração e período de recorrência T_R , do posto de referência, resultam as precipitações para o posto considerado.

Normalmente é necessário efetuar interpolações para achar as precipitações correspondentes às durações D da primeira parte do quadro, que nem sempre coincidem com as durações indicadas.

Essas precipitações pontuais do posto considerado devem ser multiplicadas pelo fator de simultaneidade F_S , e pelo fator de redução em área F_A , para obter as precipitações de projeto P_1 .

Esse procedimento pressupõe que as precipitações de várias durações mantêm a mesma relação para as de 24 horas como a que se observou no posto tomado como base de comparação no Anexo B.

6.6.2.4.1. METODOLOGIA A

Esta metodologia é exemplificada pelo quadro Q3-A.

Supôs-se, neste caso uma bacia no sul do estado de Goiás onde o posto n° 32 - Goiânia é razoavelmente representativo, mas não se dispõe de um pluviômetro próximo com dados de chuvas diárias. Feita a análise estatística das precipitações diárias máximas anuais chegou-se, a um valor de 135 mm, para o período de recorrência $T_R = 10$ anos. A precipitação de 10 anos de recorrência e duração de 24 horas corresponde assim a $1,13 \times 135 = 152,55$ mm.

Dividindo-se esse valor por 139, que é a precipitação de 24 horas e 10 anos de recorrência do posto de referência, resulta a precipitação relativa de $152,55/139 \leq 1,10$ para o posto pluviométrico considerado e uma duração de 24 horas.

A paralela à curva de n° 32 - Goiânia situa-se 0,04 mm acima, e suas ordenadas P_R , para várias durações B , constam do quadro que se segue.

D	5min	15min	30min	1h	2h	4h	6h	12h	24h	48h	4d	6d
$P_R(\text{mm})$	1,23	1,11	1,11	1,16	1,16	1,15	1,14	1,13	1,1	1,06	0,99	0,94
$P_{100}(\text{mm})$	19,7	43,1	62,3	86,2	110,9	137,8	152,7	179,8	208,2	247,9	300,4	349,5
$P_K(\text{mm})$	24,2	47,8	69,2	100	128,6	158,5	174,1	203,2	229	262,8	297,4	328,5

Na terceira linha do quadro repetiram-se as precipitações do posto de referência do para $T_R = 10$ anos, que é tempo de recorrência de projeto. Na última linha figuram as precipitações de projeto P_K , resultantes do produto de P_R por P_{100} das duas linhas precedentes. Esses valores ou os interpolados para as durações D constam da 4ª coluna da primeira parte do quadro Q3-A. Admite-se que as precipitações relativas não variam muito com o tempo de recorrência e que as referentes a $T_R = 10$ anos representam satisfatoriamente a média.

As três colunas seguintes, contendo os valores de " α ", " β " e $K = 1$, não são representativas neste caso. No restante o quadro assemelha-se aos anteriores, aparecendo o fator de simultaneidade F_S , o fator de redução na área F_A , a precipitação de projeto, $P_1 = P_K \times F_S \times F_A$, e seus acréscimos.

As precipitações de projeto P_1 , decrescem ligeiramente entre as durações de 16 a 64 horas em consequência de uma rápida queda do fator de simultaneidade. Os acréscimos de precipitações correspondentes são negativos mas seus valores são pequenos, de modo que não alteram sensivelmente os resultados.

6.6.2.4.2. METODOLOGIA B

O quadro Q3-B ilustra o cálculo da enchente pela metodologia B.

Nesse caso as durações D crescem segundo uma progressão aritmética até o tempo máximo de cálculo T_{MAX} . Os fatores de simultaneidade $F_S = 1$ não são considerados e os fatores de redução da chuva em área, F_A . São igualmente ignorados os valores de " α ", " β " e $K = 1$, da 5ª à 7ª coluna da primeira parte do quadro.

Os números de curva $C_{No} = 60$ e $C_N = 64$, usados nas metodologias A e B, respectivamente, não obedecem à tabela do subcapítulo 6.4.1 pois as potencialidades para formação de chuvas de curta duração no posto considerado diferem bastante daquelas do posto de referência utilizado para organizar a tabela.

6.6.3. CALCULO DOS DEFLÚVIOS

6.6.3.1. METODOLOGIA A

Precedendo o cálculo dos deflúvios, devem ser rearranjados em ordem mais provável de ocorrência na natureza, os acréscimos de precipitação que constam da última coluna da parte superior do quadro dos exemplos.

Para o procedimento A, com 5 dias de chuvas antecedentes ao pico da tempestade, o acréscimo de precipitação maior é colocado no centro do grupo e os outros acréscimos de magnitude decrescentes são dispostos alternadamente após e antes do grupo em formação. Na terceira coluna da segunda parte dos quadros Q1-A e Q3-A pode-se verificar esse tipo de rearranjo dos acréscimos de precipitação, contidos na última coluna da parte precedente de cada quadro .

Para maior clareza, figuram nas duas primeiras colunas, da segunda parte, as durações que definem o início e o fim de cada intervalo de tempo correspondente ao acréscimo de precipitação rearranjado, cuja extensão cresce conforme afasta-se do centro da tempestade.

Na quarta coluna os acréscimos de precipitação rearranjados da coluna precedente são acumulados. Com essas precipitações acumuladas, P_1 , são calculados os deflúvios ou precipitações efetivas, P_E , contidas na 5ª coluna, de acordo com a expressão de Mockus.

$$P_E = \frac{(P_1 - 0,2S)^2}{P_1 + 0,8S}$$

sendo: $S = 254 (100/CN - 1)$, em mm e CN o número de curva de infiltração do solo.

Na 6ª coluna da segunda parte do quadro figuram os acréscimos de precipitação efetiva, resultantes das diferenças entre valores sucessivos da coluna precedente dessa parte.

Na 7ª coluna da segunda parte do quadro são anotadas as perdas, dadas pela diferença entre os acréscimos de precipitação rearranjados da 3ª coluna e os acréscimos de precipitação efetiva da 6ª coluna. Após o pico da tempestade essas perdas, costumam diminuir excessivamente, tornando-se menores do que a capacidade de infiltração mínima do solo, P_{min}

Assim, logo que os valores das perdas da 7ª coluna se tomarem menores que os da perda mínima, P_{min} , prevalecem os valores correspondentes a esta. Por outro lado, essas perdas mínimas não podem exceder os valores dos acréscimos de precipitação rearranjados da 3ª coluna porque não há água para isso. Nesse caso, que aliás costuma ser o mais freqüente no fim dos

cálculos, as perdas da 7ª coluna se igualam aos acréscimos de precipitação da 3ª coluna e os acréscimos de precipitação efetiva da 6ª coluna, antes calculados, serão substituídos por, um valor nulo. Esse caso naturalmente não ocorre quando se admite uma perda mínima, P_{\min} nula

Toda vez que as perdas da 7ª coluna são substituídas pela perda mínima referente a P_{\min} ou pelo acréscimo de precipitação da 3ª coluna, as precipitações efetivas da 5ª coluna deverão ser recalculadas. Elas resultam da soma da precipitação efetiva no intervalo de tempo anterior com o acréscimo de precipitação efetiva da 6ª coluna, recalculado no intervalo considerado. A segunda parte dos quadros Q1-A, Q2-A e Q3-A ilustra o procedimento de cálculo.

Finalmente os acréscimos de precipitação efetiva da 6ª coluna da segunda parte devem ser fracionados em intervalos iguais à duração unitária D_U para facilitar a soma dos fluviogramas parciais, descrita no capítulo subsequente. Para esse fim, anotam-se na 8ª coluna os intervalos de tempos, dados pela diferença entre o fim e o início, relacionados às duas primeiras colunas dessa parte do quadro. Dividindo esses intervalos da 8ª coluna pela duração unitária D_U obtem-se o número de elementos N , em que devem ser divididos os acréscimos de precipitação efetiva, e que está anotado na 9ª coluna dessa parte do quadro.

Dividindo-se os acréscimos de precipitação efetiva da 6ª coluna pelo número de elementos, N , da 9ª coluna, obtem-se os acréscimos de precipitação efetiva para cada elemento de duração, D_U , que serão aplicados ao hidrograma unitário para obter o hidrograma total, como será apresentado adiante.

A soma dos intervalos da 8ª coluna da segunda parte do quadro, antes da ocorrência do pico da tempestade, fornece a duração das chuvas antecedentes D_A conforme foi citado na primeira parte.

6.6.3.2. METODOLOGIA B

Para o procedimento de cálculo B, onde somente são consideradas as chuvas antecedentes ao pico da tempestade, numa duração aproximadamente equivalente à metade do tempo de concentração da bacia hidrográfica, o rearranjo dos acréscimos de precipitação procura reproduzir, com uma regra única. Essa regra pode ser resumida, lembrando-se que nesse caso os intervalos de tempo são iguais entre si e seu valor é dado pela duração unitária, D_U . Para orientação são apresentados os exemplos na segunda parte dos quadros Q1-B, Q2-B1 e Q3-B.

Em geral os seis maiores acréscimos de precipitação, dados pela última coluna da primeira parte do quadro, são dispostos com valores decrescentes na ordem 6, 4, 3, 1, 2 e 5. Os acréscimos de precipitação seguintes serão acrescentados na sua ordem decrescente primitiva, igual à última coluna da parte superior do quadro.

Essa regra fornece picos de tempestade /muito próximos do seu início, quando as durações unitárias D_U são curtas. Dos valores disponíveis esse pico da tempestade pode chegar a 1h após o início para chuvas de trovoadas. Nesse caso o tempo de pico da chuva, T_{PC} , pode ser fixado em 60 minutos e, com o rearranjo sugerido, haveriam quatro intervalos antes do pico, ou $D_U = T_{PC} / 4 = 15$ minutos. Para durações unitárias menores, preferivelmente submúltiplos inteiros de 15 minutos, cada bloco de 15 minutos seria desdobrado em outros com duração menor, dispondo-se os acréscimos de precipitação com magnitude crescente antes do pico e decrescente após o pico. Pode-se perceber essa metodologia acompanhando o exemplo do quadro Q2-B, onde a duração unitária escolhida é de $D_U = 5$ minutos.

Para durações unitárias D_U maiores que 15 minutos o pico da tempestade não é mais orientado pelo valor de T_{PC} e sim pela posição do acréscimo de precipitação maior, que sempre fica no quarto intervalo de tempo.

Às vezes prefere-se utilizar tempestades com o pico mais afastado do início, mesmo para bacias de pequenas extensões. Nesse caso basta aumentar o tempo de pico da chuva T_{PC} para um período maior que 60 minutos, fazendo-se a subdivisão dos blocos quando a duração unitária for menor que $T_{PC} / 4$. Deve-se nesse caso escolher um tempo de pico da chuva T_{PG} , de modo que a sua quarta parte represente um múltiplo inteiro de durações unitárias D_U . Observe-se que esse deslocamento do pico da tempestade, conduz a um acréscimo de chuvas antecedentes e um conseqüente aumento do deflúvio, vindo gradualmente de encontro à metodologia de cálculo A, que considera os 5 dias de chuvas antecedentes.

No restante, o desenvolvimento da segunda parte do quadro se assemelha ao descrito para a metodologia A. Dispensam-se as três últimas colunas porque os intervalos são iguais e não há necessidade de subdividir os acréscimos de precipitação efetiva, tendo em vista que os valores contidos na 6ª coluna já se referem aos intervalos de duração unitária D_U .

Como a soma dos intervalos de tempo processados no procedimento B costuma ser mais curta que no procedimento A, por vezes não se chega à situação em que as perdas atinjam o valor mínimo, dado por P_M , ou o valor limite, dado pelo acréscimo de precipitação rearranjado da 39ª coluna dessa parte do quadro.

6.6.4. COMPOSIÇÃO DO FLUVIOGRAMA

Após determinar os deflúvios ou acréscimos de precipitação efetiva, segundo o capítulo precedente, devem ser multiplicados seus valores pelas ordenadas do hidrograma unitário em intervalos iguais à duração unitária D_U , e somarem-se os produtos com a defasagem de um

intervalo, conforme avança-se para o acréscimo seguinte. Essa defasagem corresponde ao atraso com que os hidrogramas parciais, correspondentes a cada acréscimo de precipitação efetiva, chegam ao ponto onde busca-se conhecer a descarga.

Os exemplos na terceira parte os quadros Q1-A, Q2-A e Q3-A, para o procedimento de cálculo A e dos quadros Q1-B, Q3-B, e o quadro Q2-B2 para o procedimento de cálculo B, esclarecem os passos a seguir, com pequenas diferenças de um caso para o outro.

Na primeira linha dessa parte dos quadros anotam-se as ordenadas do hidrograma padrão, cuja descarga de ponta é igual a $100 \text{ m}^3/\text{s}$, e no qual as outras características como tempo de ponta e tempo de base são iguais ao hidrograma unitário triangular do Soil Conservation Service. O uso desse hidrograma padrão permite a representação dos elementos centrais dessa parte com números inteiros de três algarismos significativos, no máximo, seja qual for o tamanho da bacia, sem prejudicar a precisão dos resultados. As descargas resultantes terão de ser multiplicadas pela descarga de ponta Q_P , do hidrograma unitário, dividido-se por 100, que é a descarga de ponta do fluviograma padrão utilizado.

As ordenadas H do hidrograma padrão podem ser calculadas por semelhança de triângulos com as abscissas crescentes a partir de zero em intervalos iguais à duração unitária D_U . Como recomenda-se utilizar durações unitárias entre $1/5$ e $1/8$ do tempo de concentração ou $1/9,33$ a $1/14,13$ do tempo de base, as 13 ordenadas previstas nessa parte do quadro são suficientes.

Nas duas primeiras colunas dessa terceira parte dos quadros aparecem os números de ordem N e os tempos dos intervalos múltiplos da duração unitária D_U considerada. Em seguida aparecem os acréscimos de precipitação efetiva, calculados na segunda parte dos quadros.

No caso do procedimento de cálculo A, há um grande número de acréscimos de precipitação efetiva a manejar, necessitando-se apenas daquelas com maior valor. No início da tempestade de projeto há geralmente muitos valores nulos, de modo que, normalmente, basta considerar o acréscimo de precipitação efetiva máximo na 11ª posição da 3ª parte. Seguem-se para baixo e para cima os acréscimos de precipitação efetiva cujos valores são indicados na última coluna da segunda parte do quadro e seu número, em cada caso, é dado pelo nº da penúltima coluna dessa parte. Assim normalmente 28 linhas e excepcionalmente 44 linhas nesta parte do quadro são suficientes para incluir todos os excessos de precipitação efetiva com valores significativos.

No caso do procedimento de cálculo B, os acréscimos de precipitação efetiva vêm diretamente da penúltima coluna da segunda parte do quadro, podendo-se eventualmente eliminar os poucos

valores nulos que costumam aparecer no início. No restante o desenvolvimento da terceira parte do quadro é semelhante.

Em seguida são apresentados no corpo da terceira parte do quadro os produtos das ordenadas H do hidrograma padrão de cada coluna pelo acréscimo de precipitação efetiva de cada linha. Ter-se-á, no entanto, que anotar os resultados de modo que, para cada coluna que se avança nas ordenadas, todos os valores dessa coluna desçam de uma linha em relação à coluna anterior.

Os produtos representam as ordenadas dos hidrogramas parciais oriundos de cada acréscimo de precipitação efetiva para u hidrograma unitário padrão com descarga de pico igual a $100 \text{ m}^3/\text{s}$. O deslocamento dos elementos de cada coluna no sentido vertical permite uma fácil soma das ordenadas isócronas desses hidrogramas parciais. As ordenadas de cada hidrograma parcial podem ser visualizadas observando-se nessa parte do quadro os valores ao longo das diagonais descendentes de uma linha cada vez que se avança uma coluna para a direita.

A soma dos elementos no corpo dessa terceira parte do quadro, ao longo de cada linha, multiplicada pela relação, $Q_p/100$, fornece as ordenadas do hidrograma total, indicadas na penúltima coluna dessa terceira parte. Convém prolongar o quadro até perto de 13 linhas além do último valor significativo dos acréscimos de precipitação efetiva usados, para definir adequadamente o ramo descendente do hidrograma de projeto.

A essas ordenadas devem ser adicionados os valores da descarga base, caso essa seja apreciável, comparada com a descarga máxima da enchente. A descarga base a adotar será a indicada como normal no período das enchentes.

A descarga de ponta, Q_p , do hidrograma unitário, usado nos cálculos da terceira parte dos quadros descritos, resulta da expressão:

$$Q_p = \frac{A_R}{0,03T_B}$$

onde: Q_p = descarga de ponta expressa em m^3/s ;

A_R = área da bacia A_R em km^2 ;

T_B = tempo de base, em minutos, dado por:

$$T_B = \frac{8}{3} (D_U / 2 + 0,6T_C)$$

sendo: D_U = duração unitária e

T_C = tempo de concentração da bacia.

Na última coluna da terceira parte dos quadros descritos aparecem os volumes acumulados das enchentes de projeto para os diversos tempos dados na 29ª coluna. Esses volumes referem-se ao fim do intervalo, admitindo-se em cada intervalo uma descarga média igual à indicada na penúltima coluna dessa parte do quadro.

Esse volume pode ser utilizado para saber se a obra é capaz de amortecer a ponta da enchente com o represamento temporário causado a montante. Em primeira aproximação a redução da descarga de ponta pode ser calculada pela expressão

$$Q_1 - Q_2 = Q_1 \frac{R}{V}$$

sendo: Q_1 e Q_2 = descargas máximas da enchente antes e após o amortecimento,

R = volume retido com a elevação máxima das águas e

V = volume total da enchente.

O volume máximo retido, R , pode ser avaliado grosseiramente por plantas topográficas ou inspeção local até o nível admissível de inundação.

Assim, por exemplo, dividindo-se o volume armazenado a montante de um bueiro plenamente afogado pelo volume total da enchente se tem a proporção da redução do pico da enchente calculada:

$$\frac{Q_1 - Q_2}{Q_1} = \frac{R}{V}$$

Caso esse cálculo aproximado indique uma redução apreciável, superior a 20%, por exemplo, convém considerar o amortecimento e efetuar um cálculo mais minucioso considerando a forma detalhada do hidrograma, a relação cota-volume do terreno a montante da obra e a capacidade desta para vários níveis d'água a montante.

Na última linha da terceira parte dos quadros é ainda destacado o valor máximo do hidrograma das descargas de projeto.

CN = 60

Intervalo - de	(MIN) A	P1 Rearranjado	P1 Acumulado	PE (MM)	ACR. DE PE (MM)	Perda (MM)	Intervalo (MIN)	N	(ACR. PE) /N (MM)
10240.0	14040.0	18.7965	18.7965	0.0000	0.0000	18.7965	3800.0	190	0.0000
2560.0	5120.0	13.1615	31.9579	0.0000	0.0000	13.1615	2560.0	128	0.0000
640.0	1280.0	4.0331	35.9910	0.0000	0.0000	4.0331	640.0	32	0.0000
160.0	320.0	8.4497	44.4407	0.6215	0.5952	7.8545	160.0	8	0.0744
40.0	80.0	17.7299	62.1706	4.0534	3.4320	14.2979	40.0	2	1.7160
0.0	20.0	27.0274	89.1980	13.6272	9.5738	17.4536	20.0	1	9.5738
20.0	40.0	16.7375	105.9360	21.5156	7.8884	8.8491	20.0	1	78.864
80.0	160.0	13.7665	119.7020	26.8739	7.3582	6.4082	80.0	4	1.8396
320.0	640.0	4.5830	124.2850	28.8739	0.0000	4.5830	320.0	16	0.0000
1280.0	2560.0	7.3582	131.6430	28.8739	0.0000	7.3582	1280.0	64	0.0000
5120.0	10240.0	25.9789	157.6220	28.8739	0.0000	25.9789	5120.0	256	0.0000
14040.0	21600.0	36.1523	193.7740	28.8739	0.0000	36.1523	7560.0	378	0.0000

QD - Q1-A

Nome da Bacia:	Metodologia A - Posto de Referência de "Chuvas Intensas no Brasil"		
Tempo de Recorrência	TR =	10	ANOS
Duração Unitária da Chuva	DU =	20.0	MINUTOS
Tempo de Concentração	TC =	150.0	MINUTOS
Duração da Chuva Antecedente	DA =	5.00	DIAS
Área da Bacia Hidrográfica	AR =	32.00	KM²
Número da Curva de Infiltração do Solo	CN =	60	
Perda Mínima por Infiltração	PM =	1.00	MM/H
Número do Posto no Livro	NP =	0	
Parâmetros Precipitação-Duração	a = 0.4	b = 28	c = 20
Parâmetros Precipitação-Frequência	BETA 5 = 0.00	BETA 15 = 0.08	BETA 30 = 0.08 BETA 60 = 0.08
Parâmetros de Simultaneidade da Chuva	C1 = 1.5	C2 = 0.3766	
Parâmetros de Redução da Chuva em Área	C3 = 35	C4 = 0.70	C5 = 1 C6 = 5

D (MIN)	D (H)	D (DIAS)	P6 (MM)	ALFA	BETA	K	FS	FA	P1 (MM)	ACR. DE P1 (MM)
20.0	0.33	0.014	24.9023	0.1273	0.0800	1.4870	0.8787	0.8306	27.0274	27.0274
40.0	0.67	0.028	32.6444	0.1440	0.0800	1.5452	0.9645	0.8996	43.7650	16.7375
80.0	1.33	0.056	40.9081	0.1593	0.0800	1.6007	1.0000	0.9391	61.4948	17.7299
160.0	2.67	0.111	49.6485	0.1687	0.0800	1.6355	0.9645	0.9610	75.2613	13.7665
320.0	5.33	0.222	59.0316	0.1747	0.0800	1.6583	0.8787	0.9732	83.7110	8.4497
640.0	10.67	0.444	69.5372	0.1750	0.0800	1.6595	0.7804	0.9804	88.2940	4.5830
1280.0	21.33	0.889	82.2043	0.1710	0.0800	1.6443	0.6936	0.9848	92.3270	4.0331
2560.0	42.67	1.788	99.1522	0.1669	0.0800	1.6288	0.6249	0.9877	99.6852	7.3582
5120.0	85.33	3.556	124.6410	0.1582	0.0800	1.5966	0.5730	0.9897	112.8470	13.1615
10240.0	170.67	7.111	167.1990	0.1506	0.0800	1.5687	0.5340	0.9912	138.8260	25.9789
14040.0	234.00	9.750	196.3700	0.1475	0.0800	1.5576	0.5196	0.9917	157.6220	18.7965
21600.0	360.00	15.000	252.0070	0.1429	0.0800	1.5412	0.5026	0.9923	193.7740	36.1523

CN = 60

Descarga de Ponta do Fluviograma | QP = 4.000000 M³/S/MM

N	TEMPO (MIN)	ACR. PE	H=20	H=40	H=60	H=80	H=100	H=88	H=76	H=64	H=52	H=40	H=28	H=16	H=4	DESC. (M³/S)	VOL. (DAM³)
1	20	0.0744	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.06	0
2	40	0.0744	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.16	0
3	60	0.0744	1	3	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.36	1
4	80	0.0744	1	3	4	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.60	1
5	100	0.0744	1	3	4	6	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0.89	2
6	120	0.0744	1	3	4	6	7	7	0	0	0	0	0	0	0	1.15	4
7	140	0.0744	1	3	4	6	7	7	6	0	0	0	0	0	0	1.38	6
8	160	0.0744	1	3	4	6	7	7	6	5	0	0	0	0	0	1.57	7
9	180	1.7160	34	3	4	6	7	7	6	5	4	0	0	0	0	3.04	11
10	200	1.7160	34	69	4	6	7	7	6	5	4	3	0	0	0	5.76	18
11	220	9.5738	191	69	103	6	7	7	6	5	4	3	2	0	0	16.09	37
12	240	7.8884	158	383	103	137	7	7	6	5	4	3	2	1	0	32.62	76
13	260	1.8396	37	316	574	137	172	7	6	5	4	3	2	1	0	50.52	137
14	280	1.8396	37	74	473	766	172	151	6	5	4	3	2	1	0	67.72	218
15	300	1.8396	37	74	110	631	957	151	130	5	4	3	2	1	0	84.23	319
16	320	1.8396	37	74	110	147	789	842	130	110	4	3	2	1	0	90.00	427
17	340	0.0000	0	74	110	147	184	694	728	110	89	3	2	1	0	85.70	530
18	360	0.0000	0	0	110	147	184	162	600	613	89	69	2	1	0	79.08	625
19	380	0.0000	0	0	0	147	184	162	140	505	498	69	48	1	0	70.15	709
20	400	0.0000	0	0	0	0	184	162	140	118	410	383	48	27	0	58.89	780
21	420	0.0000	0	0	0	0	0	162	140	118	96	316	268	27	7	45.32	834
22	440	0.0000	0	0	0	0	0	0	140	118	96	74	221	153	7	32.31	873
23	460	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	118	96	74	52	126	38	20.12	897
24	480	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	96	74	52	29	32	11.27	911
25	500	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	74	52	29	7	6.48	919
26	520	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	52	29	7	3.53	923

DESCARGA MÁXIMA Q = 90.0 M³/S

Nome da Bacia:	Metodologia A - Posto de Referência de "Chuvas Intensas no Brasil"
Tempo de Recorrência	TR = 10 ANOS
Duração Unitária da Chuva	DU = 20.0 MINUTOS
Tempo de Concentração	TC = 150.0 MINUTOS
Tempo de Pico da Chuva	TPC = 60 MINUTOS
Tempo Máximo para Cálculo	TM = 4 HORAS
Área da Bacia Hidrográfica	AR = 32.00 KM ²
Número da Curva de Infiltração do Solo	CN = 74
Perda Mínima por Infiltração	FM = 1.00 MM/H
Número do Posto no Livro	NP = 0
Parâmetros Precipitação-Duração	a = 0.4 b = 28 c = 20
Parâmetros Precipitação-Frequência	BETA 5 = 0.00 BETA 15 = 0.08 BETA 30 = 0.08 BETA 60 = 0.08

D (MIN)	D (H)	D (DIAS)	P0 (MM)	ALFA	BETA	K	FS	FA	P1 (MM)	ACR. DE P1 (MM)
20.0	0.33	0.014	24.9023	0.1273	0.0800	1.4870	1.0000	0.9893	36.6336	36.6336
40.0	0.67	0.028	32.644	0.1440	0.0800	1.5452	1.0000	0.9893	49.9016	13.2681
60.0	1.00	0.042	37.4221	0.1560	0.0800	1.5885	1.0000	0.9893	58.8078	8.9062
80.0	1.33	0.056	40.9081	0.1593	0.0800	1.6007	1.0000	0.9893	64.7812	5.9734
100.0	1.67	0.069	43.6667	0.1627	0.0800	1.6131	1.0000	0.9893	69.6824	4.9012
120.0	2.00	0.083	45.9580	0.1660	0.0800	1.6255	1.0000	0.9893	73.9038	4.2214
140.0	2.33	0.097	47.9234	0.1673	0.0800	1.6305	1.0000	0.9893	77.3013	3.3975
160.0	2.67	0.111	49.6485	0.1687	0.0800	1.6355	1.0000	0.9893	80.3303	3.0290
180.0	3.00	0.125	51.1892	0.1700	0.0800	1.6405	1.0000	0.9893	83.0778	2.7475
200.0	3.33	0.139	52.5838	0.1713	0.0800	1.6456	1.0000	0.9893	85.603	2.5257
220.0	3.67	0.153	53.8598	0.1727	0.0800	1.6506	1.0000	0.9893	87.9504	2.3468
240.0	4.00	0.167	55.0376	0.1740	0.0800	1.6557	1.0000	0.9893	90.1499	2.1996

QD - Q1-B

CN = 74						
Intervalo - de	(MIN) A	P1 Rearranjado	P1 Acumulado	PE (MM)	ACR. DE PE (MM)	Perda (MM)
100.0	120.0	4.2214	4.2214	0.0000	0.0000	4.2214
60.0	80.0	5.9734	10.1948	0.0000	0.0000	5.9734
40.0	60.0	8.9062	19.1010	0.0173	0.0173	8.8888
0.0	20.0	36.6336	55.7345	11.2904	11.2731	25.3605
20.0	40.0	13.2681	69.0026	18.6380	7.3476	5.9204
80.0	100.0	4.9012	73.9038	21.6257	2.9877	1.9135
120.0	140.0	3.3975	77.3013	23.7708	2.1451	1.2524
140.0	160.0	3.0290	80.3303	25.7305	1.9597	1.0691
160.0	180.0	2.7475	83.0778	27.5443	1.8139	0.9336
180.0	200.0	2.5257	85.6035	29.2406	1.6963	0.8295
200.0	220.0	2.3468	87.9504	30.8403	1.5997	0.7471
220.0	240.0	2.1996	90.1499	32.3594	1.5190	0.6805

CN = 74

Descarga de Ponta do Fluviograma | QP = 4.000000 M³/S/MM

N	TEMPO (MIN)	ACR. PE	H=20	H=40	H=60	H=80	H=100	H=88	H=76	H=64	H=52	H=40	H=28	H=16	H=4	DESC. (M ³ /S)	VOL. (DAM ³)
1	20	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
2	40	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
3	60	0.0173	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.01	0
4	80	11.2731	225	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	9.05	11
5	100	7.3476	147	451	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	23.96	40
6	120	2.9877	60	294	676	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	41.26	89
7	140	2.1451	43	120	441	902	2	0	0	0	0	0	0	0	0	60.27	161
8	160	1.9597	39	86	179	588	1127	2	0	0	0	0	0	0	0	80.84	258
9	180	1.8139	36	78	129	239	735	992	1	0	0	0	0	0	0	88.42	365
10	200	1.6963	34	73	118	172	299	647	857	1	0	0	0	0	0	87.96	470
11	220	1.5997	32	68	109	157	215	263	558	721	1	0	0	0	0	84.95	572
12	240	1.5190	30	64	102	145	196	189	227	470	586	1	0	0	0	80.41	669
13	260	0.0000	0	61	96	136	181	172	163	191	382	451	0	0	0	73.36	757
14	280	0.0000	0	0	91	128	170	160	149	137	155	294	316	0	0	63.99	833
15	300	0.0000	0	0	0	122	160	149	138	125	112	120	206	180	0	52.45	896
16	320	0.0000	0	0	0	0	152	141	129	116	102	86	84	118	45	38.87	943
17	340	0.0000	0	0	0	0	0	134	122	109	97	78	60	48	29	26.95	975
18	360	0.0000	0	0	0	0	0	0	115	102	88	73	55	34	12	19.19	998
19	380	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	97	83	68	51	31	9	13.56	1015
20	400	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	79	64	47	29	8	8	9.09	1025
21	420	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	61	45	27	7	7	5.60	1032
22	440	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43	26	7	7	3.00	1036
23	460	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24	6	6	1.23	1037
24	480	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6	6	0.24	1038

DESCARGA MAXIMA Q = 88.42 M³/S

CN = 40

Intervalo - de	(MIN) A	P1 Rearranjado	P1 Acumulado	PE (MM)	ACR. DE PE (MM)	Perda (MM)	Intervalo (MIN)	N	(ACR. PE) / N (MM)
10240.0	14030.0	35.1959	35.1959	0.0000	0.0000	35.1959	3790.0	758	0.0000
2560.0	5120.0	28.7638	63.9596	0.0000	0.0000	28.7638	2560.0	512	0.0000
640.0	1280.0	13.4033	77.3629	0.0000	0.0000	13.4033	640.0	128	0.0000
160.0	320.0	10.5079	87.8708	0.0000	0.0000	10.5079	160.0	32	0.0000
40.0	80.0	18.8081	106.6790	2.2576	1.9107	16.8973	40.0	8	0.2388
10.0	20.0	18.0872	124.7660	5.4908	3.2332	14.8540	10.0	2	1.6166
0.0	5.0	13.3620	136.1280	8.6585	3.1677	10.1943	5.0	1	3.1677
5.0	10.0	11.1917	149.3200	11.773	3.1148	8.0768	5.0	1	3.1148
20.0	40.0	21.1870	170.5070	18.7116	6.9383	14.2487	20.0	4	1.7346
80.0	160.0	12.7514	183.2580	23.4838	4.7722	7.9793	80.0	16	0.2983
320.0	640.0	8.7336	191.9920	23.4838	0.0000	8.7336	320.0	64	0.0000
1280.0	2560.0	19.8975	211.8890	23.4838	0.0000	19.8975	1280.0	256	0.0000
5120.0	10240.0	53.7746	265.6640	23.4838	0.0000	53.7746	5120.0	1024	0.0000
14030.0	21600.0	65.9675	331.6310	23.4838	0.0000	65.9675	7570.0	1514	0.0000

QD - Q2-A

Nome da Bacia: Metodologia A - Posto de Referência de "Chuvas Intensas no Brasil"

Tempo de Recorrência TR = 10 ANOS

Duração Unitária da Chuva DU = 5.0 MINUTOS

Tempo de Concentração TC = 40.0 MINUTOS

Duração da Chuva Antecedente DA = 5.00 DIAS

Duração da Bacia Hidrográfica AR = 2.40 KM²

Número da Curva de Infiltração do Solo CN = 40

Perda Mínima por Infiltração PM = 5.00 MM/H

D (MIN)	D (H)	D (DIAS)	PK (MM)	ALFA	BETA	K	FS	FA	P1 (MM)	ACR. DE P1 (MM)
5.0	0.08	0.003	17.0000	0.000	0.000	1.0000	0.8787	0.8787	13.3620	13.3620
10.0	0.17	0.007	27.0000	0.000	0.000	1.0000	0.9645	0.9645	24.5537	11.1917
20.0	0.33	0.014	44.0000	0.000	0.000	1.0000	1.0000	0.9691	42.6409	18.0872
40.0	0.67	0.028	67.3333	0.000	0.000	1.0000	0.9645	0.9828	63.8279	21.1870
80.0	1.33	0.056	95.0000	0.000	0.000	1.0000	0.8787	0.9900	82.6360	18.8081
160.0	2.67	0.111	123.0000	0.000	0.000	1.0000	0.7804	0.9937	95.3874	12.7514
320.0	5.33	0.222	153.3330	0.000	0.000	1.0000	0.6936	0.9957	105.8950	10.5079
640.0	10.67	0.444	184.0000	0.000	0.000	1.0000	0.6249	0.9969	114.6290	8.7336
1280.0	21.33	0.889	224.0000	0.000	0.000	1.0000	0.5730	0.9976	128.0320	13.4033
2560.0	42.67	1.778	277.5560	0.000	0.000	1.0000	0.5340	0.9981	147.9300	19.8975
5120.0	85.33	3.556	350.6670	0.000	0.000	1.0000	0.5047	0.9984	176.6930	28.7638
10240.0	170.67	7.111	478.4450	0.000	0.000	1.0000	0.4824	0.9986	230.4680	53.7746
14030.0	233.83	9.743	561.2020	0.000	0.000	1.0000	0.4740	0.9987	265.6640	351.959
21600.0	360.0	15.000	715.000	0.000	0.000	1.0000	0.4640	0.9988	331.6310	659.675

CN = 40

Descarga de Ponta do Fluviograma Unitário QP = 1.132080 M³/S/MM

N	TEMPO (MIN)	ACR. PE	H=19	H=38	H=57	H=75	H=94	H=92	H=81	H=69	H=58	H=47	H=35	H=24	H=13	DESC. (M ³ /S)	VOL. (DAM ³)
1	5	0.2388	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.05	0
2	10	0.2388	5	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.15	0
3	15	0.2388	5	9	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.31	0
4	20	0.2388	5	9	14	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.51	0
5	25	0.2388	5	9	14	18	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0.77	1
6	30	0.2388	5	9	14	18	23	22	0	0	0	0	0	0	0	1.01	1
7	35	0.2388	5	9	14	18	23	22	19	0	0	0	0	0	0	1.23	1
8	40	0.2388	5	9	14	18	23	22	19	17	0	0	0	0	0	1.42	2
9	45	1.6166	31	9	14	18	23	22	19	17	14	0	0	0	0	1.87	2
10	50	1.6166	31	61	14	18	23	22	19	17	14	11	0	0	0	2.59	3
11	55	3.1677	60	61	92	18	23	22	19	17	14	11	8	0	0	3.90	4
12	60	3.1148	59	120	92	122	23	22	19	17	14	11	8	6	0	5.79	6
13	65	1.7346	33	118	179	122	153	22	19	17	14	11	8	6	3	7.97	8
14	70	1.7346	33	65	176	239	153	149	19	17	14	11	8	6	3	10.11	11
15	75	1.7346	33	65	98	235	299	149	131	17	14	11	8	6	3	12.10	15
16	80	1.7346	33	65	98	131	294	292	131	112	14	11	8	6	3	13.56	19
17	85	0.2983	6	65	98	131	164	287	256	112	94	11	8	6	3	14.05	23
18	90	0.2983	6	11	98	131	164	160	252	220	94	76	8	6	3	13.90	27
19	95	0.2983	6	11	17	131	164	160	140	216	184	76	57	6	3	13.25	31
20	100	0.2983	6	11	17	23	164	160	140	120	181	148	57	39	3	12.10	35
21	105	0.2983	6	11	17	23	28	160	140	120	101	146	112	39	21	10.45	38
22	110	0.2983	6	11	17	23	28	27	140	120	101	81	110	77	21	8.63	41
23	115	0.2983	6	11	17	23	28	27	24	120	101	81	62	75	41	6.97	43
24	120	0.2983	6	11	17	23	28	27	24	21	101	81	62	42	40	5.46	44
25	125	0.2983	6	11	17	23	28	27	24	21	17	81	62	42	22	4.31	46
26	130	0.2983	6	11	17	23	28	27	24	21	17	14	62	42	22	3.55	47

DESCARGA MÁXIMA Q = 14.05 M³/S

Nome da Bacia:	Metodologia B - Estudos Estatístico de Dados Pluviográficos Locais	
Tempo de Recorrência	TR = 10	ANOS
Duração Unitária da Chuva	DU = 5.0	MINUTOS
Tempo de Concentração	TC = 40.0	MINUTOS
Tempo de Pico da Chuva	TPC = 60	MINUTOS
Tempo Máximo para Cálculo	TM = 2	HORAS
Área da Bacia Hidrográfica	AR = 2.40	KM ²
Número da Curva de Infiltração do Solo	CN = 55	
Perda Mínima por Infiltração	PM = 4.00	MM/H

D (MIN)	D (H)	D (DIAS)	PK (MM)	ALFA	BETA	K	FS	FA	P1 (MM)	ACR. DE P1 (MM)
5.0	0.08	0.003	17.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	17.0000	17.0000
10.0	0.17	0.007	27.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	27.0000	10.0000
15.0	0.25	0.010	37.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	37.0000	10.0000
20.0	0.33	0.014	44.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	44.0000	7.0000
25.0	0.42	0.017	51.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	51.0000	7.0000
30.0	0.50	0.021	58.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	58.0000	7.0000
35.0	0.58	0.024	62.6667	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	62.6667	4.6667
40.0	0.67	0.028	67.3333	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	67.3333	4.6667
45.0	0.75	0.031	72.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	72.0000	4.6667
50.0	0.83	0.035	76.6667	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	76.6667	4.6667
55.0	0.92	0.038	81.3333	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	81.3333	4.6667
60.0	1.00	0.042	86.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	86.0000	4.6667
65.0	1.08	0.045	88.2500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	88.2500	2.2500
70.0	1.17	0.049	90.5000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	90.5000	2.2500
75.0	1.25	0.052	92.7500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	92.7500	2.2500
80.0	1.33	0.056	95.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	95.0000	2.2500
85.0	1.42	0.059	97.2500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	97.2500	2.2500
90.0	1.50	0.063	99.5000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	99.5000	2.2500
95.0	1.58	0.066	101.7500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	101.7500	2.2500
100.0	1.67	0.069	104.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	104.0000	2.2500
105.0	1.75	0.073	106.2500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	106.2500	2.2500
110.0	1.83	0.076	108.5000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	108.5000	2.2500
115.0	1.92	0.080	110.7500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	110.7500	2.2500
120.0	2.00	0.083	113.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000	113.0000	2.2500

QD - Q2-B1

CN = 55

Intervalo - de	(MIN) A	P1 Rearranjado	P1 Acumulado	PE (MM)	ACR. DE PE (MM)	Perda (MM)
85.0	90.0	2.2500	2.2500	0.0000	0.0000	2.2500
80.0	85.0	2.2500	4.5000	0.0000	0.0000	2.2500
75.0	80.0	2.2500	6.7500	0.0000	0.0000	2.2500
55.0	60.0	4.6667	11.4167	0.0000	0.0000	4.6667
50.0	55.0	4.6667	16.0633	0.0000	0.0000	4.6667
45.0	50.0	4.6667	26.7500	0.0000	0.0000	4.6667
40.0	45.0	4.6667	25.4167	0.0000	0.0000	4.6667
35.0	40.0	4.6667	30.0833	0.0000	0.0000	4.6667
30.0	35.0	4.6667	34.7500	0.0000	0.0000	4.6667
10.0	15.0	10.0000	44.7500	0.0481	0.0481	9.9519
5.0	10.0	10.0000	54.7500	0.7868	0.7387	9.2613
0.0	5.0	7.0000	71.7500	3.8286	3.0418	13.9582
15.0	20.0	7.0000	78.7500	5.6441	1.8155	5.1845
20.0	25.0	7.0000	85.7500	7.7476	2.1035	4.8965
25.0	30.0	2.2500	92.7500	10.1156	2.3682	4.6318
60.0	65.0	2.2500	95.0000	10.9297	0.8139	1.4361
65.0	70.0	2.2500	97.2500	11.7682	0.8384	1.4116
70.0	75.0	2.2500	99.5000	12.6305	0.8623	1.3877
90.0	95.0	2.2500	101.7500	13.5162	0.8856	1.3644
95.0	100.0	2.2500	104.0000	14.4245	0.9084	1.3416
100.0	105.0	2.2500	106.2500	15.3551	0.9305	1.3195
105.0	110.0	2.2500	108.5000	16.3072	0.9521	1.2979
110.0	115.0	2.2500	110.7500	17.2804	0.9732	1.2768
115.0	120.0	2.2500	113.0000	18.2742	0.9938	1.2562

QD - Q2-B2

CN = 55

Descarga de Ponta do Fluviograma Unitário QP = 1.132080 M³/S/MM

N	TEMPO (MIN)	ACR. PE	H=19	H=38	H=57	H=75	H=94	H=92	H=81	H=69	H=58	H=47	H=35	H=24	H=13	DESC. (M ³ /S)	VOL. (DAM ³)
1	5	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
2	10	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
3	15	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
4	20	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
5	25	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
6	30	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
7	35	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
8	40	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
9	45	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
10	50	0.0481	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.01	0
11	55	0.7387	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.18	0
12	60	3.0418	57	28	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.00	0
13	65	1.8155	34	115	42	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.20	1
14	70	2.1035	40	69	172	56	5	0	0	0	0	0	0	0	0	3.86	2
15	75	2.3682	45	79	103	230	70	4	0	0	0	0	0	0	0	6.01	4
16	80	0.8139	15	89	119	137	287	68	4	0	0	0	0	0	0	8.15	6
17	85	0.8384	16	31	134	159	171	280	60	3	0	0	0	0	0	9.66	9
18	90	0.8623	16	32	46	179	198	167	246	51	3	0	0	0	0	10.62	13
19	95	0.8856	17	33	47	61	223	194	147	211	43	2	0	0	0	11.07	16
20	100	0.9084	17	33	49	63	77	218	170	126	177	35	2	0	0	10.94	19
21	105	0.9305	18	34	50	65	79	75	191	146	106	142	26	1	0	10.57	22
22	110	0.9521	18	35	51	67	81	77	66	164	122	85	108	18	1	10.12	25
23	115	0.9732	18	36	53	69	84	79	68	57	138	98	64	73	9	9.58	28
24	120	0.9938	19	37	54	70	86	82	70	58	47	111	75	44	39	8.95	31
25	125	0.0000	0	38	55	72	88	84	72	60	49	38	84	51	23	8.06	33
26	130	0.0000	0	0	56	73	90	86	73	61	50	39	29	57	27	7.27	38
27	135	0.0000	0	0	0	75	92	88	75	63	51	40	30	20	30	6.39	37
28	140	0.0000	0	0	0	0	94	90	77	65	53	41	31	20	10	5.44	39
29	145	0.0000	0	0	0	0	0	92	79	66	54	43	31	21	11	4.38	40
30	150	0.0000	0	0	0	0	0	0	80	68	55	44	32	21	11	3.52	41
31	155	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	69	57	45	33	22	11	2.68	42
32	160	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	58	46	34	22	12	1.94	43
33	165	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47	35	23	12	1.31	43
34	170	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	24	12	0.80	43
35	175	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24	12	0.41	44
36	180	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0.14	44

DESCARGA MÁXIMA Q = 11.07 M³/S

Nome da Bacia:	Metodologia A - Estudo Estatístico de Chuvas Locais Diárias	
Tempo de Recorrência	TR = 100	ANOS
Duração Unitária da Chuva	DU = 60.0	MINUTOS
Tempo de Concentração	TC = 420.0	MINUTOS
Duração da Chuva Antecedente	DA = 5.0	DIAS
Área da Bacia Hidrográfica	AR = 220.0	KM ²
Número da Curva de Infiltração do Solo	CN = 60	
Perda Mínima por Infiltração	PM = 1.00	MM/H

D (MIN)	D (H)	D (DIAS)	PK (MM)	ALFA	BETA	K	FS	FA	P1 (MM)	ACR. DE P1 (MM)
60.0	1.00	0.042	100.000	0.0000	0.0000	1.0000	0.8583	0.7491	63.9617	63.9617
120.0	2.00	0.083	128.6000	0.0000	0.0000	1.0000	0.9572	0.8313	102.3280	38.3658
240.0	4.00	0.167	158.5000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.8825	139.8820	37.5541
480.0	8.00	0.333	183.8000	0.0000	0.0000	1.0000	0.9572	0.9139	160.7940	20.9119
960.0	16.00	0.667	211.8000	0.0000	0.0000	1.0000	0.8583	0.9337	168.8420	8.0484
1920.0	32.00	1.333	240.2670	0.0000	0.0000	1.0000	0.7354	0.9466	167.2700	-1.5716
3840.0	64.00	2.667	274.3330	0.0000	0.0000	1.0000	0.6308	0.9556	165.3620	-1.9082
7680.0	128.00	5.333	318.1330	0.0000	0.0000	1.0000	0.5481	0.9621	167.7400	2.3780
12360.0	206.00	8.583	368.6710	0.0000	0.0000	1.0000	0.5031	0.9655	179.1040	11.3636
21600.0	360.00	15.000	468.4500	0.0000	0.0000	1.0000	0.4607	0.9689	209.0780	29.9748

QD - Q3-A

CN = 60

Intervalo - de	(MIN) A	P1 Rearranjado	P1 Acumulado	PE (MM)	ACR. DE PE (MM)	Perda (MM)	Intervalo (MIN)	N	(ACR. PE) / N (MM)
7680.0	12360.0	11.3636	11.3636	0.0000	0.0000	11.3636	4680.0	78	0.0000
1920.0	3840.0	-1.9082	9.4554	0.0000	0.0000	-1.9082	1920.0	32	0.0000
480.0	960.0	8.0484	17.5038	0.0000	0.0000	8.0484	480.0	8	0.0000
120.0	240.0	37.5541	55.0579	2.3570	2.3570	35.1971	120.0	2	1.1785
0.0	60.0	63.9617	119.0200	28.4928	26.1358	37.8260	60.0	1	26.1358
60.0	120.0	38.3658	157.3850	52.0976	23.6048	14.7610	60.0	1	23.6048
240.0	480.0	20.9119	178.2970	66.4838	14.3682	6.5257	240.0	4	3.5966
960.0	1920.0	-1.5716	176.7260	66.4838	0.0000	-1.5716	960.0	16	0.0000
3840.0	7680.0	2.3780	179.1040	66.4838	0.0000	2.3780	3840.0	64	0.0000
12360.0	21600.0	29.9748	209.0780	66.4838	0.0000	29.9748	9240.0	154	0.0000

CN = 60

Descarga de Ponta do Fluviograma Unitário QP = 9.751770 M³/S/MM

N	TEMPO (MIN)	ACR. PE	H=21	H=43	H=64	H=85	H=96	H=83	H=71	H=58	H=45	H=32	H=20	H=7	H=0	DESC. (M ³ /S)	VOL. (DAM ³)
1	60	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
2	120	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
3	180	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
4	240	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
5	300	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
6	360	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
7	420	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
8	480	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
9	540	1.1785	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.45	9
10	600	1.1785	25	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7.34	35
11	660	2.1358	556	50	75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	66.45	274
12	720	23.6048	502	1112	75	100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	174.55	903
13	780	3.5966	77	1004	1668	100	113	0	0	0	0	0	0	0	0	288.93	1943
14	840	3.5966	77	153	1507	2224	113	98	0	0	0	0	0	0	0	406.86	3408
15	900	3.5966	77	153	230	2009	2513	98	83	0	0	0	0	0	0	503.49	5220
16	960	3.5966	77	153	230	306	2270	2180	83	68	0	0	0	0	0	523.34	7104
17	1020	0.0000	0	153	230	306	346	1969	1846	68	53	0	0	0	0	484.75	8849
18	1080	0.0000	0	0	230	306	346	300	1667	1513	53	38	0	0	0	434.22	10413
19	1140	0.0000	0	0	0	306	346	300	254	1366	1179	38	23	0	0	371.75	11751
20	1200	0.0000	0	0	0	0	346	300	254	208	1065	845	23	8	0	297.34	12821
21	12.0	0.0000	0	0	0	0	0	300	254	208	162	763	512	8	0	215.26	13596
22	1320	0.0000	0	0	0	0	0	0	254	208	162	116	462	178	0	134.65	14081
23	1380	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	208	162	116	70	161	0	70.00	14333
24	1440	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	162	116	70	24	0	36.42	14464
25	1500	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	116	70	24	0	20.60	14538
26	1560	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	70	24	0	9.25	14571
27	1620	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24	0	2.39	14580
28	1680	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	14580

DESCARGA MÁXIMA Q = 523.34 M³/S

Qd - Q3-B

CN = 64

Intervalo - de	(MIN) A	P1 Rearranjado	P1 Acumulado	PE (MM)	ACR. DE PE (MM)	Perda (MM)
300.0	360.0	7.0633	7.0633	0.0000	0.0000	7.0633
180.0	240.0	13.5380	20.6013	0.0000	0.0000	13.5380
120.0	180.0	13.5380	34.1393	0.2086	0.2086	13.5380
0.0	60.0	90.5552	124.6940	38.6576	38.4490	52.1062
60.0	120.0	25.8988	150.5930	56.2055	17.5479	8.3509
240.0	300.0	7.0633	157.6570	61.2673	5.0618	2.0015
360.0	420.0	4.3919	132.0490	63.6593	2.3919	2.0000
420.0	480.0	4.3919	166.4400	66.0512	2.3919	2.0000
480.0	540.0	4.3919	170.8320	68.4431	2.3919	2.0000
540.0	600.0	4.3919	175.2240	70.8350	2.3919	2.0000
600.0	660.0	4.3919	179.6160	73.2270	2.3919	2.0000
660.0	720.0	4.3919	184.0080	75.6189	2.3919	2.0000

Nome da Bacia:

Tempo de Recorrência

Duração Unitária da Chuva

Tempo de Concentração

Tempo de Pico da Chuva

Tempo Máximo Para Cálculo

Área da Bacia Hidrográfica

Número da Curva de Infiltração do Solo

Perda Mínima por Infiltração

Metodologia B - Estudo Estatístico de Chuvas Locais Diárias

TR = 100 ANOS

DU = 60.0 MINUTOS

TC = 420.0 MINUTOS

TPC = 60 MINUTOS

TM = 12 HORAS

AR = 220.0 KM²

CN = 64

PM = 2.00 MM/H

D (MIN)	D (H)	D (DIAS)	PK (MM)	ALFA	BETA	K	FS	FA	P1 (MM)	ACR. DE P1 (MM)
60.0	1.00	0.042	100.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	90.5552	90.5552
120.0	2.00	0.083	128.6000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	116.4540	25.8988
180.0	3.00	0.125	143.5500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	129.9920	13.5380
240.0	4.00	0.167	158.5000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	143.5300	13.5380
300.0	5.00	0.208	166.3000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	150.5930	7.0633
360.0	6.00	0.250	174.1000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	157.6570	7.0633
420.0	7.00	0.292	178.9500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	162.0490	4.3919
480.0	8.00	0.333	183.8000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	166.4400	4.3919
540.0	9.00	0.375	188.6500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	170.8320	4.3919
600.0	10.00	0.417	193.5000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	175.2240	4.3919
660.0	11.00	0.458	198.3500	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.9056	179.6160	4.3919

CN = 60

Descarga de Ponta do Fluviograma Unitário

QP = 9.751770 M³/S/MM

N	TEMPO (MIN)	ACR. PE	H=21	H=43	H=64	H=85	H=96	H=83	H=71	H=58	H=45	H=32	H=20	H=7	H=0	DESC. (M³/S)	VOL. (DAM³)
1	60	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
2	120	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	0
3	180	0.2086	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.43	2
4	240	38.4490	818	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	80.64	292
5	300	17.5479	373	1636	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	197.26	1002
6	360	5.0618	108	747	2454	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	324.38	2170
7	420	2.3919	51	215	1120	3572	20	0	0	0	0	0	0	0	0	456.25	3812
8	480	2.3919	51	102	323	1493	3698	17	0	0	0	0	0	0	0	554.32	5808
9	540	2.3919	51	102	153	431	1688	3207	15	0	0	0	0	0	0	550.51	7790
10	600	2.3919	51	102	153	204	487	1464	2716	12	0	0	0	0	0	505.86	9611
11	660	2.3919	51	102	153	204	230	422	1240	2225	9	0	0	0	0	452.02	11238
12	720	2.3919	51	102	153	204	230	199	358	1016	1734	7	0	0	0	395.20	12661
13	780	0.0000	0	102	153	204	230	199	169	293	792	1243	4	0	0	330.44	13850
14	840	0.0000	0	0	153	204	230	199	169	138	228	568	753	1	0	257.74	14778
15	900	0.0000	0	0	0	204	230	199	169	138	108	164	343	262	0	177.22	15416
16	960	0.0000	0	0	0	0	230	199	169	138	108	77	99	119	0	111.24	15817
17	1020	0.0000	0	0	0	0	0	199	169	138	108	77	47	34	0	75.42	16088
18	1080	0.0000	0	0	0	0	0	0	169	138	108	77	47	16	0	54.19	16283
19	1140	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	138	108	77	47	16	0	37.72	16419
20	1200	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	108	77	47	16	0	24.22	16506
21	12.0	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	77	47	16	0	13.70	16556
22	1320	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47	16	0	6.15	16578
23	1380	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	0	1.59	16583
24	1440	0.0000	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	16583

DESCARGA MÁXIMA Q = 554.32 M³/S

7 MÉTODO RACIONAL

Consiste o método racional no cálculo da descarga máxima de uma enchente de projeto por uma expressão muito simples, relacionando o valor desta descarga com a área da bacia e a intensidade da chuva através de uma expressão extremamente simples e facilmente compreensiva. Entretanto, por sua simplicidade, o método exige a definição de um único parâmetro expressando o comportamento da área na formação do deflúvio, conseqüentemente reunindo todas as incertezas dos diversos fatores que interferem neste parâmetro, conhecido como coeficiente de deflúvio.

O coeficiente de deflúvio representa essencialmente a relação entre a vazão e a precipitação que lhe deu origem, o que envolve além do volume da precipitação vertida, a avaliação do efeito da variação da intensidade da chuva e das perdas por retenção e infiltração do solo durante a tempestade de projeto.

Contudo, por sua extraordinária facilidade de cálculo, esta expressão é, dentre todos os métodos de avaliação de descargas de projeto para os sistemas de drenagem, aquele que é utilizado com maior freqüência, não só no Brasil, mas em todo o mundo, principalmente nas bacias de pequeno porte ou em áreas urbanas.

No estabelecimento do valor da descarga pelo método racional admite-se que a precipitação sobre a área é constante e uniformemente distribuída sobre a superfície da bacia. Para considerar que todos os pontos da bacia contribuem na formação do deflúvio é estabelecido que a duração de chuva deve ser igual ou maior que o seu tempo de concentração e, como a intensidade da chuva decresce com o aumento da duração, a descarga máxima resulta de uma chuva com duração igual ao tempo de concentração da bacia. Nesse caso a descarga máxima Q , é dada pelo produto da área da bacia, A , pela intensidade da precipitação, com a duração igual ao tempo de concentração, t_c , multiplicado pelo coeficiente de deflúvio.

Tem-se dessa forma

$$Q = \frac{c.i.A}{3,6} = \frac{c.P.A}{3,6t_c} \quad \text{sendo:}$$

Q a descarga máxima, em m^3/s ;

c o coeficiente de deflúvio;

i a intensidade da chuva definida em mm/h e

A a área da bacia hidrográfica, em km².

Primordialmente o coeficiente de deflúvio representa a relação entre o deflúvio e a precipitação que lhe deu origem e na realidade engloba também o efeito da variação de intensidade da chuva e das perdas por retenção e infiltração do solo durante a tempestade de projeto.

Para estabelecer a fórmula usada nesse método, admite-se uma chuva de intensidade constante e uniformemente distribuída sobre a superfície da bacia e, com isto, para todas as partes da bacia contribuírem simultaneamente com seus deflúvios no ponto onde se está avaliando a descarga, a duração de chuva deverá ser igual ou maior que o seu tempo de concentração. Como a intensidade da chuva decresce com o aumento da duração, a descarga máxima resulta de uma chuva com duração igual ao tempo de concentração da bacia.

Como a intensidade pluviométrica é a chuva precipitada por unidade de área, a expressão pode ser também apresentada em função da altura de chuva precipitada, com a duração igual ao tempo de concentração da bacia, como foi apresentada na segunda parte da expressão.

No capítulo 6 foram apresentadas diversas expressões para definição do tempo de concentração da bacia e a precipitação pode ser determinada de acordo com o que é apresentado no livro “Chuvas intensas no Brasil” ou outro procedimento referidos no capítulo 6.

Nesta obra, que se constitui em um conjunto bastante significativo para as chuvas em todo o território nacional são apresentados os parâmetros e as equações que indicam a variação da precipitação para os diversos períodos de recorrência para 98 postos pluviográficos que, em função de terem sido exaustivamente testados, são do domínio público e sua utilização pode ser generalizada. Nota-se que as precipitações relativas a cada posto variam muito pouco para diferentes tempos de recorrência e estas diferenças são ainda menores para as durações de precipitação mais longas.

Quando se dispõe de dados pluviográficos de chuvas de curta duração, para um posto que se considere mais representativo para a bacia em estudo, convém efetuar sua análise estatística para deduzir a precipitação com a duração igual ao tempo de concentração e recorrência de projeto.

Dispondo-se de dados pluviométricos de um posto mais próximo da bacia do projeto que os postos referidos e havendo, pelo menos, 10 a 15 anos de observações, convém efetuar a análise estatística desses dados e, para tanto, multiplica-se a precipitação diária com período recorrência de 10 anos por 1,13 para obter-se o valor para 24 horas. Dividindo-se o resultado pela

precipitação de 24 horas e 10 anos de recorrência do posto de referência, pode ser obtida a precipitação relativa de 24 horas do posto pluviométrico considerado.

Essa precipitação relativa é multiplicada pela precipitação do posto de referência do Anexo C, para a mesma duração em tempo de recorrência de projeto, para obter a precipitação cuja intensidade deverá ser usada na expressão do método racional.

Esse procedimento admite que as curvas de chuva não se alteram apreciavelmente com a mudança do tempo de recorrência, o que se pode constatar como verdadeiro examinando-se as diversas curvas obtidas para os 98 postos catalogados.

O método racional tem sido usado de preferência para bacias de pequena área, mas nada indica que não seja aplicável a bacias maiores, como usualmente é usado em projetos rodoviários em outros países. Naturalmente para bacias maiores torna-se necessário corrigir as precipitações através do fator de redução para a área, uma vez que a distribuição na superfície da bacia não é uniforme e por isso é denominado normalmente como fator de distribuição. De qualquer forma o método racional define apenas a descarga máxima e não a forma completa do hidrograma requerido para alguns casos.

A maior dificuldade na aplicação do método racional reside na criteriosa escolha do coeficiente de deflúvio c . A fim de correlacionar os valores do coeficiente de deflúvio c com os números de curva CN, representativo da infiltração do solo como é recomendado pelo Soil Conservation Service, calcularam-se numerosas bacias pelas metodologias A e B, antes descritas, determinando-se, em cada caso, qual o coeficiente de deflúvio que daria a mesma descarga pelo método racional.

Resultaram assim tabelas, correspondentes às metodologias A e B, respectivamente, fornecendo os coeficientes de deflúvio do método racional, em função dos quatro parâmetros:

t_c - tempo de concentração;

A - área da bacia hidrográfica;

CN - número da curva de infiltração do solo;

F_p - fator de precipitação, indicando a potencialidade das chuvas intensas, inclusive seu tempo de recorrência.

Quando se usam dados pluviográficos, obtém-se primeiro a precipitação desse posto para diversas durações e período de recorrência de 10 anos. Dividindo-se esses valores pelas precipitações do posto de referência para $T_R = 10$ anos e diversas durações e marcando-se esses

valores correspondentes à região mais representativa da área de projeto, pode ser escolhido o posto que tenha as precipitações relativas mais próximas das obtidas para o posto em estudo.

Para analisar dois postos com curvas de precipitações relativas semelhantes ao posto considerado procura-se o fator de precipitação do posto de comparação ou dos dois encontrados no anexo B como sendo mais semelhantes ao posto em estudo, efetuando-se a correção ou interpolação de acordo com a posição das respectivas curvas de precipitações relativas. A duração unitária será $D_U = t_c / 8$.

Quando se usam dados diários de um posto pluviométrico muito mais próximo da área em estudo que os postos analisados e que disponham de 10 a 15 anos de observações, efetua-se uma análise estatística para definir a precipitação para o período de recorrência de 10 anos, multiplicando-se o resultado por 1,13 para obter a precipitação de 24 horas de igual frequência de ocorrência.

Como exemplo é apresentado o cálculo para a bacia calculada anteriormente, em que $T_R = 10$ anos; $t_c = 40$ min.; $A = 2,4$ km² e $CN = 40$.

Acham-se primeiro as precipitações relativas, P_R , do posto escolhido para diversas durações, dividindo-se as precipitações de períodos de recorrência de 10 anos de desse posto, P_K , dadas pela análise estatística, pelas precipitações de igual duração e frequência do posto de referência, P_{10} , conforme o quadro que se segue:

D	5m in	15m in	30m in	1h	2h	4h	8h	24h	48h	4d	8d	16d
$P_K(\text{am})$	17	37	58	86	113	143	174	234	290	368	510	745
$P_{10}(\text{mm})$	15,3	32,2	44,7	59,4	74,7	91,1	107,8	139	167	207	276,9	403,6
P_R	1,11	1,15	1,3	1,45	1,51	1,57	1,61	1,68	1,74	1,78	1,84	1,85

Como o posto considerado encontra-se na Baixada Santista, comparando-se os valores determinados com os correspondentes ao posto de nº 75 - Santos, São Paulo, observa-se uma boa aproximação entre as precipitações relativas do posto em estudo e as do posto de Santos.

Adotando-se o fator de precipitação $N_P = 75$, o número de curva $CN = 40$, $T_R = 10$ anos e a duração unitária $D_U = 40 / 8 = 5$ minutos, resulta um fator de precipitação de $F_P = 1,68$.

Procurando-se através de interpolação para $t_c = 40$ minutos, $A = 2,4$ km², $CN = 40$ e $F_P = 1,68$, determina-se o coeficiente de deflúvio de $C = 0,1828$. A intensidade de chuva com 40 minutos de duração, igual a

$$I = 67,33 \frac{66}{40} = 101,0 \text{ mm / h}$$

Através do método racional, define-se:

$$Q = \frac{0,1828 \times 101,0 \times 2,4}{3,6} = 12,31 m^3 / s$$

valor que não difere muito dos 14,34 m³/s obtidos com a aplicação direta dos fluviograma unitário triangular, conforme o exemplo do sub-capítulo 6.6.1.2.

Para exemplificar a aplicação do procedimento de cálculo B, usando os dados diários de um posto pluviométrico próximo à bacia em estudo em vez de um posto pluviográfico e calculando-se pelo método racional a descarga da bacia apresentada no sub-capítulo 6.6.4.7.2.

Trata-se o exemplo de uma bacia situada na baixada fluminense, entre Niterói e Campos, no Estado do Rio, com A = 10,5 km², t_c = 75 minutos, T_R = 100 anos e CN = 72.

Considerando-se a duração unitária D_U = 75 / 7,5 = 10 minutos. Conforme o exemplo a precipitação de 24 horas e período de recorrência de 10 anos neste posto é 131,00 minutos e o fator de precipitação 0,942. Interpolando-se os valores entre os fatores dos postos N_p = 17(Campos) e N_p = 48 (Niterói) , obtem-se o fator de precipitação F_p = 1,454.

Com o fator F_p = 1,454, t_c = 75 minutos, A = 10,5 km² e CN 72, o coeficiente de deflúvio c = 0,385.

A média dos fatores de precipitação para a duração de 48 horas nos postos de nº 48 Niterói e nº 17-Campos é próxima de F_p = 0,90. Ressalta-se ainda que foi escolhida essa duração porque as chuvas prolongadas influem de modo predominante o fator de precipitação.

Como para o posto de referência a precipitação com duração de 40 minutos e período de recorrência de 100 anos igual a 71,2 mm, a precipitação para a mesma duração e freqüência no posto considerado será 0,90 x 71,2 = 64,1mm. A intensidade da chuva correspondente será:

$$64,1 \frac{60}{40} = 96,1 mm / h$$

e a descarga máxima com o coeficiente de deflúvio antes achado, c = 0,385, será:

$$Q = \frac{0,385 \times 96,1 \times 10,5}{3,6} = 107,9 m^3 / s$$

Este valor é cerca de 28% maior que 84,4 m³/s, obtidos com a utilização das descargas específicas.

a. Coeficiente de Distribuição

Para corrigir os efeitos da distribuição das chuvas nas bacias hidrográficas, consideradas uniforme no Método Racional, principalmente nas bacias de médio porte, áreas superiores a 1 km², gerando vazões relativamente superiores às que realmente ocorrem, são introduzidos coeficientes redutores das chuvas de ponta que são designados Coeficientes ou Fatores de Distribuição.

O mais comum destes fatores, normalmente utilizado em projetos rodoviários é dado por:

$$n = A^{-0,10}, \text{ onde}$$

n = coeficiente de distribuição e

A = área da bacia em km²

Para obras urbanas, como é recomendado pela Fundação Rio Águas, por exemplo, utiliza-se o coeficiente definido por Burkli-Ziegler que define:

$$n = A^{-0,15}, \text{ onde}$$

A = área da bacia em ha

7.1. COEFICIENTES DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL

Para aplicação em drenagem urbana e chuva de 5 a 10 anos de tempo de recorrência, reproduzem-se em seguida duas tabelas (Quadros 7.1 a 7.2) que representam os coeficientes de escoamento superficial ou run-off

QUADRO - 7.1

DESCRIÇÃO DAS ÁREAS DAS BACIAS TRIBUTÁRIAS	COEFICIENTE DE DEFLÚVIO
--	-------------------------

Comércio:

Áreas Centrais	0,70 a 0,95
Áreas da periferia do centro	0,50 a 0,70

Residencial:

Áreas de uma única família	0,30 a 0,50
----------------------------	-------------

Multi-unidades, isoladas	0,40 a 0,60
Multi-unidades, ligadas	0,60 a 0,75
Residencial (suburbana)	0,25 a 0,40
Área de apartamentos	0,50 a 0,70

Industrial:

Áreas leves	0,50 a 0,80
Áreas densas	0,60 a 0,90
Parques, cemitérios	0,10 a 0,25
Playgrounds	0,20 a 0,35
Pátio e espaço de serviços de estrada de ferro	0,20 a 0,40
Terrenos baldios	0,10 a 0,30

Às vezes é conveniente obter o coeficiente de deflúvio de uma bacia pela média ponderada dos coeficientes das diferentes superfícies que a compõem, sendo os pesos proporcionais às áreas dessas superfícies. A tabela que se segue fornece os coeficientes de deflúvio para algumas superfícies típicas.

QUADRO - 7.2

TIPO DE SUPERFÍCIE	COEFICIENTE DE DEFLÚVIO
--------------------	-------------------------

Ruas:

Asfalto	0,70 a 0,95
Concreto	0,80 a 0,95
Tijolos	0,70 a 0,85
Trajetos de acesso a calçadas	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95

Gramados; solos arenosos:

Plano, 2%	0,05 a 0,10
Médio, 2 a 7%	0,10 a 0,15
Íngreme, 7%	0,15 a 0,20
Gramados; solo compacto:	
Plano, 2%	0,13 a 0,17
Médio, 2 a 7%	0,18 a 0,22
Íngreme, 7%	

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Open-Channel Hydraulics - Ven te Chow - Mc. Graw Hill, 1959
- "Bureau of Reclamation Manual" - Volume IV - Water Studies -Part 6, Flood Hydrology - U.S. Department of the Interior , 1951
- "Design of Small Dams" - U.S. Bureau of Reclamation - Department of the Interior, 1974
- Chuvas Intensas no Brasil - Otto Pfafstetter - DNOS, 1982
- Rainfall Intensity - Frequency Regime - Part 2 - Southeastern United State - Technical Paper n9 29 - Weather Bureau - U.S. Department of Commerce, 1958
- Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms -• F.A. Huff -Illinois State Water Survey, Urban-Water Resources Research Fourth Quarter 1987 - Vol. 3, n? 04
- "Práticas Hidrológicas" - José Jaime Taborga Torrico, 1974
- "Engineering Handbook - Hydrology, Supplement A Section 4 Soil Conservation Service - U.S. Department of Agriculture , 1957
- "Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds", by Z.P. Kirpich - Civil Engineer ASCE, June, 1940
- "Flood Hydrology Manual" - U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation - 1989
- "Applied Hydrology", R.K. Linsley, M.A. Kohier e J.L.H. Paul hus, 1949
- "Engineering Handbook - Hydrology, Section 4" - Soil Conservation Service, U.S. Department of Agriculture, 1972
- "Projeto de Construção de Esgotos Sanitários e Pluviais" - WPCF, Manual Prático n? 09 - (ASCE, Manual de Engenharia Pratica nº 37), 1960
- Guidelines For Determining Flood Flow Frequency, U.S. Water Resources Council, Bulletin 17, 1976.
- Deflúvio Superficial Direto - Otto Pfafstetter - DNOS - 1976