

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE ESTIMAÇÃO DAS VAZÕES DE ENCHENTE PARA PEQUENAS  
BACIAS RURAIS DO ESTADO DE SÃO PAULO

AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE ESTIMAÇÃO DAS VAZÕES DE ENCHENTE PARA  
PEQUENAS BACIAS RURAIS DO ESTADO DE SÃO PAULO

*autor*  
ABEL MAIA GENOVEZ

Tese apresentada a Faculdade de  
Engenharia Civil, da Universidade  
Estadual de Campinas - UNICAMP,  
para obtenção do título de Livre  
Docente em Hidrologia

*LD*

Campinas  
Estado de São Paulo  
outubro, 1991

*ad. J. S.*  
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA  
UNICAMP

À minha esposa ANA INÉS,  
a minha filha ANY CAROLINA  
e a meu filho CARLO NICOLAS  
DEDICO

## AGRADECIMENTOS

O autor deixa aqui registrado o reconhecimento à todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho, em especial: Ao técnico Luís Fernando Chang de Oliveira pela ajuda nos cálculos e desenho dos hidrogramas e hietogramas, e também na montagem e revisão deste trabalho.

Ao bolsista de iniciação científica da FAPESP, Alexandre Artioli de Camargo Godoi pela ajuda nos programas e na introdução dos dados hidrológicos no computador.

A Eng<sup>a</sup> Celina Ruggiero (Responsável), a Eng<sup>a</sup> Cecília Cristina Jorge de Carvalho, a Eng<sup>a</sup> Luzia Pomella Lobo, a Eng<sup>a</sup> Maria Laura Centini Goi e ao Eng<sup>o</sup> Sérgio Roberto Cirne de Toledo do Serviço Técnico de Tratamento de Dados Hidrológicos; ao Eng<sup>o</sup> Reinaldo de Paula Júnior (Responsável), ao Eng<sup>o</sup> Gré de Araujo Lobo e a Bibliotecária Toshiko Kanavawa do Serviço Técnico de Hidrografia e a Sra. Maria Lucia Parvialle Prates e ao Sr. José Luis de Campos da Seção Técnica de Atendimento ao Usuário; do Centro Tecnológico de Hidráulica e Recursos Hídricos (CTH) do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE-SP), pelo apoio, compreensão e paciência no atendimento as solicitações dos dados hidrológicos utilizados neste trabalho. Ao Geólogo Manoel Francisco Conejo Lopes, do DAEE-SP, pela consultoria na classificação dos solos das bacias hidrográficas estudadas.

Aos Professores Paulo Sampaio Wilken, kokei Uehara, Valter Hernandez, Francisco Lombardi Neto, Dirceu Brasil Vieira e Antonio

Carlos Zuffo pela discussão sobre itens deste trabalho.

Ao Prof. Régis Latorraca Ribeiro Lima, Diretor da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, e ao Prof. Edvar Luvizotto, pelo esforço na rápida solução dos decorrentes da impressão deste trabalho. Ao Analista de Sistemas Paulo Buissa pela consultoria sobre o "software" usado na impressão deste trabalho.

A Sra. Lucila Zeoli Machado de Campos, Sra. Paulerman Maria da Conceição Mendes, Sra. Natacha Guilhermina Parma Perezani e Geraldo Magela Nunes pelo eficiente e dedicado trabalho de digitação. A Srta. Elisabeth Ap.Piva da Silva pelo esmero no trabalho de desenho.

Finalmente o autor expressa os mais sinceros agradecimentos aos colegas do Departamento de Hidráulica e Saneamento e da Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, que direta ou indiretamente contribuíram para a execução deste trabalho.

## ÍNDICE

	página
1. INTRODUÇÃO .....	01
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	04
2.1- Generalidades .....	04
2.2- Método Racional .....	04
2.3- Método de I-Pai-Wu Modificado .....	28
2.4- Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do "Soil Conservation Service (SCS)".....	42
2.5- Método de Ven Te Chow.....	80
2.6- Método do Hidrograma Unitário Sintético Regionalizado para Bacias Rurais do Estado de São Paulo segundo Reda .	89
2.7- Revisão de Avaliações de Métodos para se obter a Vazão de Máxima em Pequenas Bacias.....	93
3. METODOLOGIA .....	97
3.1- Introdução.....	97
3.2- Bacias Hidrográficas Escolhidas .....	98
3.3- Determinação do Hidrograma e do Hietograma Médio Observados, da Chuva de Projeto e do Volume do Escoamento Superficial Observado.....	101
3.4- Método Racional.....	103
3.5- Método de I-Pai-Wu Modificado.....	104
3.6- Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do SCS.....	106
3.7- Método de Ven Te Chow.....	108
3.8- Método do Hidrograma Unitário Sintético de Reda.....	110
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	112
4.1- Introdução.....	112
4.2- Resultados Obtidos com a Aplicação dos Métodos Usando a Precipitação de Projeto.....	113
4.3- Resultados de cada Método de Estimação das Vazões de Enchente. ....	117
4.3.1- Método Racional.....	117

4.3.2-	Método de I-Pai-Wu Modificado.....	117
4.3.3-	Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do SCS.....	119
4.3.4-	Método de Ven Te Chow .....	122
4.3.5-	Método do Hidrograma Unitário Sintético de Reda.	124
4.4-	Comparação dos Resultados das Vazões de Pico entre os Métodos de Estimação das Vazões de Enchente.....	127
4.5-	Comparação dos Hidrogramas Unitários Sintéticos com os Observados.....	129
4.6-	Comparação dos Volumes Escoados Superficialmente e dos Tempos de Base dos Hidrogramas Calculados com os Observados.....	135
4.7-	Comparação das Precipitações Efetivas Calculadas com as Observadas.....	136
5-	<b>CONCLUSÕES.....</b>	141
6.	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	144
	<b>APÊNDICE A - Dados Adicionais das Bacias Hidrográficas Estudadas.....</b>	150
	<b>APÊNDICE B - Tabelas dos Dados sobre os Eventos .....</b>	199
	<b>APÊNDICE C - Programas de Computador Utilizados.....</b>	216

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

- A - área da bacia
- AB<sub>f</sub> - zona ecológica arenito Bauru, parte menos quente
- AB<sub>q</sub> - zona ecológica arenito Bauru, parte mais quente
- A<sub>1</sub> - abstração inicial do método do HUT-SCS
- BL<sub>f</sub> - zona ecológica baixa litorânea, parte menos quente
- BL<sub>q</sub> - zona ecológica baixa litorânea, parte mais quente
- C - coeficiente de escoamento superficial do método Racional
- c<sub>1</sub> - constante do método de I-Pai-Wu
- c<sub>2</sub> - coeficiente de escoamento superficial volumetrico do método de I-Pai-Wu
- CC<sub>f</sub> - zona ecológica complexo cristalino, parte menos quente
- CC<sub>q</sub> - zona ecológica complexo cristalino, parte mais quente
- CN - número da curva do escoamento superficial ou número da curva do método do SCS
- CU - curvas de nível
- C&T - curvas de nível e terraceamento
- D - duração da precipitação do hidrograma unitário
- D\* - diâmetro do círculo que tem a mesma área da bacia
- DAEE - Departamento de Águas e Energia Elétrica
- DP<sub>f</sub> - zona ecológica depressão paleozóica, parte menos quente
- DP<sub>q</sub> - zona ecológica depressão paleozóica, parte mais quente
- e - base dos logaritmos neperianos
- f - fator do método de I-Pai-Wu
- f\* - taxa de infiltração no tempo t
- f - fator de forma da bacia
- f<sub>o</sub> - taxa de infiltração no instante inicial
- f<sub>c</sub> - taxa de infiltração constante quando o tempo t  $\infty$
- f(n,t) - função de n e t
- H - constante do método do HUT-SCS
- H\* - diferença de cotas entre o ponto mais afastado da



bacia e a seção da bacia considerada

- HU - hidrograma unitário
- HUT - hidrograma unitário triangular
- I ou  $i$  - intensidade pluviométrica local
- $i_o$  - intensidade pluviométrica no centro da precipitação
- $I_c$  - índice de compacidade da bacia
- $I_m$  - intensidade pluviométrica média na bacia
- IPW - I-Pai-Wu
- K - coeficiente de distribuição espacial da chuva
- K' - constante de infiltração do método de Horton
- K\* - coeficiente de armazenamento no reservatório
- $K_1$  - coeficiente de armazenamento do escoamento subterrâneo
- $K_2$  - constante do método do HUT-SCS
- L - comprimento do talvegue principal
- ln - logaritmo natural
- log - logaritmo na base 10
- n - número de elementos
- N - número de escoamento superficial do método de Ven Te Chow
- p - relação da área coberta de vegetação pela área total da bacia
- p - precipitação total (altura)
- $P_b$  - perímetro bacia
- $P_e$  - altura de precipitação efetiva ou excesso de precipitação
- $P_{ec}$  - precipitação efetiva obtida com o coeficiente de escoamento superficial
- $P_{eo}$  - precipitação efetiva na localidade base
- $P_{e\text{ obs}}$  - precipitação efetiva observada
- $P_{e\text{ scs}}$  - precipitação efetiva obtida com o método do SCS
- $P_o$  - altura de precipitação total na localidade base
- q - vazão
- Q - vazão
- $Q_a$  - vazão acumulada
- $Q_b$  - vazão do escoamento básico

- $Q_d$  - vazão de pico total (superficial mais subterrânea)  
 $q_i$  - vazão de pico (ou máxima) do hidrograma unitário, em cm/hora.  
 $Q_{IPW}$  - vazão de pico do hidrograma obtida com o método de IPW  
 $q_o$  - vazão em um tempo  $t_o$   
 $Q_{obs}$  - vazão de pico do hidrograma observada  
 $q_p$  - vazão de pico (ou máxima) do hidrograma unitário  
 $Q_p$  - vazão de pico (ou máxima) do hidrograma  
 $Q_{RACIONAL}$  - vazão de pico do hidrograma obtida com o método Racional  
 $Q_{REDA}$  - vazão de pico do hidrograma obtida com o método de Reda  
 $Q_{scs}$  - vazão de pico do hidrograma obtida com o método de SCS  
 $Q_{VTC}$  - vazão de pico do hidrograma obtida com o método de Ven Te Chow  
 $q_1$  - vazão em um tempo  $t_1$   
 $Q_{10}$  - vazão de pico do hidrograma para  $T_r = 10$  anos  
 $Q_{500}$  - vazão de pico do hidrograma para  $I_r = 500$  anos  
 $r$  - distância  
 $r'$  - porcentagem impermeabilizada da área da bacia  
 $R$  - metade da maior dimensão da bacia  
 $R^2$  - coeficiente de determinação  
 $S$  - diferença potencial máxima entre a precipitação e o escoamento superficial, na hora que começa a chuva  
 $S^*$  - armazenamento no reservatório  
 $S_1$  - declividade média do talvegue principal  
 $S' = H/L$  - declividade média aproximada da bacia  
SCS - "U. S. Soil Conservation Service"  
 $SG_f$  - zona ecológica serra Geral, parte menos quente  
 $SG_q$  - zona ecológica serra Geral, parte mais quente  
 $S_H$  - declividade harmônica do talvegue principal  
SR - sulcos retos  
 $t$  - duração da chuva  
T - terraceamento

- $T_b = t_p + t_r$  - tempo de base do hidrograma unitário  
 $t_c$  - tempo de concentração  
 $t_1$  - tempo de retardamento (tempo do ponto médio da precipitação ao pico do hidrograma)  
 $t_1^*$  - tempo de retardamento (tempo do ponto médio da precipitação ao centro de massa do hidrograma)  
 $t_p$  - tempo de pico (do início do escoamento superficial até o pico do hidrograma, ramo ascendente)  
 $t_r$  - tempo do pico do hidrograma até o fim do escoamento superficial (parte descendente do hidrograma), tempo de recessão.  
 $Tr$  - período de retorno  
 $t_{50}$  - largura do hidrograma unitário na ordenada equivalente a 50% de  $q_p$ .  
 $t_{75}$  - largura do hidrograma unitário na ordenada equivalente a 75% de  $q_p$ .  
 $t_{50E}$  - largura do HU na ordenada 50% de  $q_p$ , medida a esquerda do tempo de pico  
 $t_{50D}$  - largura do HU na ordenada 50% de  $q_p$ , medida a direita do tempo de pico  
 USBR - "U. S. Bureau of Reclamation"  
 $V = V_1 + V_2$  - volume total de escoamento superficial do hidrograma  
 $V^*$  - velocidade do escoamento superficial  
 $VP_f$  - zona ecológica Vale do Paraíba, parte menos quente  
 $VP_q$  - zona ecológica Vale do Paraíba, parte mais quente  
 VTC - Ven Te Chow  
 $V_1$  - volume de escoamento superficial componente a parte em ascensão do hidrograma  
 $V_2$  - volume de escoamento superficial correspondente a parte após o pico de hidrograma  
 $X$  - fator de deflúvio

- Y - fator climático  
Z - fator de redução de pico  
 $\delta$  ( ) - função Gama  
 $\Sigma$  - somatória  
 $\sigma$  - desvio padrão

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 2.1 - Relação de $K = Im/i_0$ com a duração da chuva e a área da bacia (U.S. Weather Bureau, citado em CETESB (1986)).....	16
Figura 2.2 - Normograma do SCS para se obter o tempo de concentração $t_c$ (SCS, 1957).....	21
Figura 2.3 - Velocidade do escoamento superficial usada para estimar o tempo de concentração (McCUEN, 1982).....	23
Figura 2.4 - Hidrograma Instantâneo Adimensional do método de I-Pai-Wu (WU, 1963).....	32
Figura 2.5 - Relação entre o argumento da função Gama $n$ e $K_1/tp$ . (WU, 1963).....	34
Figura 2.6 - Hidrograma Unitário Cuvilíneo e Triangular do SCS.....	44
Figura 2.7 - Gráfico de $K$ em função de $H$ do HU do SCS. (USBR, 1977).....	44
Figura 2.8 - Divisão do Estado de São Paulo em seis regiões ecológicas. (SETZER e PORTO, 1979).....	58
Figura 2.9 - Taxas de infiltração relativas aos grupos hidrológicos do solo. (USBR, 1977 e SETZER e PORTO, 1979).....	61
Figura 2.10 - Gráfico para obtenção do escoamento superficial em função da precipitação e do número da curva de escoamento superficial do método do SCS (SETZER E PORTO, 1979).....	70
Figura 2.11 - Gráfico para obtenção do escoamento superficial em função da precipitação (maior que 200 mm), e do número da curva de escoamento superficial do método do SCS (SETZER E PORTO, 1979).....	71
Figura 2.12 - Relação entre a precipitação, o escoamento superficial e a abstração inicial $A_i$ (McCUEN, 1982).....	72
Figura 2.13 - Representação da relação precipitação - escoamento superficial do SCS (McCUEN, 1982).....	72

Figura 2.14 -	Hidrograma unitário curvilíneo adimensional e o equivalente hidrograma unitário triangular (McCUEN, 1982).....	78
Figura 2.15 -	Relação entre Z e t/tp do método de Ven Te Chow (CHOW, 1962).....	87
Figura 2.16 -	Definição dos Parâmetros do Hidrograma Unitário para o método de REDA (1985).....	92
Figura 2.17 -	Hidrogramas Unitários médios de cada bacia utilizada no estudo de REDA (1985).....	92
Figura 3.1 -	Localização das bacias hidrográficas estudadas no Estado de São Paulo.....	99
Figura 4.1 -	Vazões de pico com períodos de retorno de 10 a 500 anos.....	114
Figura 4.2 -	Gráfico das vazões de pico obtidas com o método Racional (QRACIONAL) em função da vazão de pico observada (QOBS).....	118
Figura 4.3 -	Gráfico das vazões de pico obtidas com o método de I-Pai-Wu (QIPW) em função das vazões de pico observadas (QOBS).....	120
Figura 4.4 -	Gráfico das vazões de pico obtidas com o método do SCS (QSCS) em função das vazões de pico observadas (QOBS).....	121
Figura 4.5 -	Gráfico das vazões de pico obtidas com o método de Ven Te Chow ( $Q_{VTC}$ ) em função das vazões de pico observadas ( $Q_{OBS}$ ).....	123
Figura 4.6 -	Gráfico das vazões de pico obtidas com o método de Reda ( $Q_{REDA}$ ) em função das vazões de pico observadas ( $Q_{OBS}$ ).....	125
Figura 4.7 -	Histogramas com as frequências (F) com que ocorreram as vazões de pico calculadas com os métodos em função do desvio percentual (D) em relação a vazão de pico observada.....	128
Figura 4.8 -	Gráfico da precipitação efetiva calculada usando o coeficiente de escoamento superficial ( $P_{ec}$ ) em função da precipitação efetiva observada ( $P_{eOBS}$ ).....	137

Figura 4.9 - Gráfico da precipitação efetiva calculada com o método do SCS ( $P_{eSCS}$ ) em função da precipitação efetiva observada ( $P_{eOBS}$ ).....138

Figura 4.10 - Histogramas com as frequências (F) com que ocorreram as precipitações efetivas calculadas com os métodos do SCS ( $P_{eSCS}$ ) e usando o coeficiente de escoamento superficial ( $P_{ec}$ ), em função do desvio percentual (D) em relação a precipitação efetiva observada.....139

Figura A.1 até A.15 - Mapas das bacias hidrográficas estudadas.

Figura A.16 até A.30 - Perfis longitudinais dos talweges principais das bacias estudadas.

LISTA DE TABELAS

Página

Tabela 2.1	-	Valores dos coeficientes da equação de chuvas intensas para cidades do Estado de São Paulo (MAGNI e MERO, 1982).	
Tabela 2.2	-	Velocidade de escoamento em função da declividade do curso d'água (PFAFSTETTER, 1976).....	19
Tabela 2.3	-	Valores do Coeficiente de Escoamento Superficial C (CHOW, 1962).....	26
Tabela 2.4	-	Valores do Coeficiente de Escoamento Superficial C do "Colorado Highway Department" (SOUSA PINTO et al, 1976).....	27
Tabela 2.5	-	Valores de $f(n, tp)$ em função do argumento da função Gama $n$ do método de I-Pai-Wu (WU, 1963).....	36
Tabela 2.6	-	Coeficiente de Escoamento Superficial Volumétrico $C_2$ do Método de I-Pai-Wu Modificado (PLANIDRO ( )).....	41
Tabela 2.7	-	Relações do hidrograma unitário adimensional e da curva de massa.....	47
Tabela 2.8	-	Condições de umidade antecedente não considerando a estação do ano (SCS, 1957).....	51
Tabela 2.9	-	Condições de umidade antecedente considerando a estação do ano (SCS, 1957).....	51
Tabela 2.10	-	Valores aproximados dos parâmetros da fórmula de Horton de acordo com a classificação hidrológica do solo do SCS (PORTO, 1988).....	52
Tabela 2.11	-	Valores da taxa de infiltração mínima usada na identificação do grupo hidrológico do solo (McCUEN, 1982).....	52
Tabela 2.12	-	Avaliação tentativa da percentagem de cada um dos cinco grupos hidrológicos de solo por zona ecológica no Estado de São Paulo (SETZER e PORTO, 1979).....	55
Tabela 2.13	-	Agrupamento de solos segundo suas qualidades, características e resistência a erosão	



	(LOMBARDI NETO et.al., 1989).....	60
Tabela 2.14 -	Número da curva de escoamento superficial para os complexos hidrológicos solo-cobertura (para a condição de umidade antecedente da bacia II e $A_1 = 0,2.S$ ). Fonte: SETZER e PORTO (1979).....	62
Tabela 2.15 -	Número da curva de escoamento superficial para os complexos hidrológicos solo - cobertura (para a condição de umidade antecedente da bacia II e $A_1 = 0,2.S$ ). Fontes: USBR (1977) e McCUEN (1982).....	64
Tabela 2.16 -	Números da curva de escoamento superficial CN as condições de umidade antecedente I, II e III (USBR, 1957).....	67
Tabela 2.17 -	Valores da abstração inicial $A_1$ em função do número da curva do escoamento superficial CN.....	75
Tabela 2.18 -	Valores da duração da chuva unitária D recomendados por Sherman (SOUZA PINTO et al., 1976).....	75
Tabela 2.19 -	Número de escoamento superficial N para o metodo de Ven Te Chow.....	85
Tabela 2.20 -	Fatores de redução de pico Z em função da relação duração da chuva t/ tempo de ascensão tp. (WILKEN, 1978).....	87
Tabela 2.21 -	Classificação dos métodos de determinação de enchentes segundo a ASCE (BERNARD et al., 1949).....	94
Tabela 2.22 -	Métodos empregados na determinação de enchentes segundo PFAFSTETTER (1976).....	94
Tabela 3.1 -	Dados das bacias hidrográficas estudadas.....	100
Tabela 3.2 -	Equação intensidade pluviométrica (i) - duração (t) - frecuencia ( $T_r$ ) utilizada, valores do coeficiente de escoamento superficial C, do fator de forma F e do coeficiente de escoamento superficial volumétrico $c_2$ para as bacias hidrográficas estudadas.....	102
Tabela 3.3 -	Valores do coeficiente de escoamento superficial C usados.....	105

Tabela 3.4	-	Valores da duração da precipitação do hidrograma unitário D, do número da curva do escoamento superficial CN do método do SCS, do número de escoamento superficial N do método de Ven Te Chow e as letras utilizadas para representar os eventos de cada bacia nas figuras....	105
Tabela 4.1	-	Hidrogramas Unitários Observados e os hidrogramas unitários sintéticos do método do "Soil Conservation Service".....	131
Tabela 4.2	-	Hidrogramas unitários observados e os hidrogramas unitários sintéticos do método de Reda..	133
Tabela B.1	-	Vazões de pico obtidas com as precipitações de projeto.	
Tabela B.2	-	Vazões de pico calculadas com os métodos a partir das precipitações observadas.	
Tabela B.3	-	Volumes de escoamento superficial e tempo de base dos hidrogramas observados e calculados com os métodos do SCS e de Reda.	
Tabela B.4	-	Precipitação total observada ( $P_t$ ), precipitação efetiva observada ( $P_{e_{OBS}}$ ) e as precipitações efetivas calculadas com o método do SCS ( $P_{e_{SCS}}$ ) e usando o coeficiente de escoamento superficial ( $P_{ec}$ )	

## RESUMO

O conhecimento atual das vazões de enchente em pequenas bacias e dos métodos para estimá-las em bacias sem medições de vazões é tal que o critério de projeto ainda é muito importante na determinação da vazão de projeto. Uma avaliação dos métodos Racional, I-Pai-Wu, Ven Te Chow, Hidrograma Unitário Triangular do "U.S. Soil Conservation Service (SCS)" e o método do Hidrograma Unitário Regionalizado proposto por Reda é apresentada como uma contribuição ao desenvolvimento de um critério de projeto. Na primeira fase foram comparadas as vazões de pico obtidas a partir de precipitações associadas a períodos de retorno. Depois, as vazões de pico calculadas, obtidas a partir de precipitações observadas, foram comparadas com as vazões observadas. Também foram comparados os hidrogramas unitários sintéticos com os correspondentes observados. Os valores das precipitações efetivas, obtidas com os métodos do SCS e do que usa o coeficiente de escoamento superficial, foram comparadas com as observadas. Tal procedimento foi aplicado a 131 hidrogramas de enchente observados, de 15 bacias rurais do Estado de São Paulo - Brasil, com áreas variando de 38 a 398 Km<sup>2</sup>. Das comparações efetuadas observou-se uma superioridade do Método do hidrograma Unitário Sintético Regionalizado, sendo que o hidrograma unitário sintético obtido por este método é nitidamente mais próximo do observado, em relação ao hidrograma unitário triangular do SCS. O método do SCS para obter a precipitação efetiva subestimou os valores calculados, enquanto o método com o coeficiente de escoamento superficial superestimou. As limitações dos métodos indicadas pelos seus autores não foram observadas neste estudo para explorar a versatilidade do método.

AVALIATION OF PEAKS FLOWS METHODS FOR RURAL SMALL WATERSHEDS IN SÃO PAULO STATE

ABSTRACT

The Knowledge of small watersheds floods and the flood estimative on ungaged watersheds are such that engineering judgment still plays an important role in the determination of a design flood. An appraisal of the methods Racional, I-Pai-Wu, Ven Te Chow, U.S. Soil Conservation Service (SCS) Triangular Hydrograph and Regional Synthetic Unit Hydrographs are presented as an aid in developing this faculty. In the first fase were compared the peak flood obtained by applying rainstorms estimated for return periods. After the design estimates based upon recorded rainstorms were compared with observed floods. The synthetics units hydrographs. The effectives were comparised with the observed units hydrographs precipitations, obtained by SCS method and using run-off coeficient, are compared with the observed. This procedure was applied to 131 observed floods. These events took place in 15 small watersheds of São Paulo State-Brazil, in areas from 38 to 398 square kilometers. Histograms and statistics suggest some superiority of the Regional Synthetic Unit Hydrographs, even though the synthetic unit hydrographs obtained by this method is closer of the observed ones than SCS triangular unit hydrograph. The SCS method to obtain the effectives precipitations underestimate the calculated values, while the method that uses the run-off coeficient overestimate. The limitations of methods spelt out by their authors were violated here to explore the versatility of the methods.

## 1. INTRODUÇÃO

As vazões de enchente trazem um impacto negativo para a sociedade, causando perdas econômicas, danos ao desenvolvimento e até perdas de vidas humanas. Medidas de controle de enchentes estruturais e não estruturais são planejadas para diminuir os impactos negativos.

O estudo das vazões de enchente de pequenas bacias é muito importante devido ao dimensionamento de pontes e bueiros em estradas e também devido ao notório crescimento do aproveitamento dos recursos hídricos de pequenas bacias, tais como sistemas de abastecimento de água à pequenas comunidades, sistemas de irrigação, pequenas centrais hidroelétricas e outros. Nestes casos, normalmente não se dispõe de uma série histórica de vazões no local, sendo que quando elas existem são de curta duração.

Por ser Brasil um país de grande superfície e o alto custo de uma rede densa de postos hidrológicos é comum encontrar-se um reduzido número de postos numa região e com séries de vazões observadas de curta extensão. Esta precariedade é ainda maior com relação as pequenas bacias hidrográficas.

Considerando a grande dificuldade de se obter dados de vazão para pequenas bacias hidrográficas, os métodos e fórmulas geralmente empregados utilizam dados de precipitação, que são normalmente encontrados. Comparações não publicadas da aplicação destas técnicas de estimação são frequentemente feitas por seus usuários. O critério de

projeto dos engenheiros é utilizado para selecionar qual a vazão a ser utilizada no projeto. Muitos são os métodos usados para se resolver o problema atualmente.

O objetivo deste trabalho é a avaliação dos resultados obtidos com cinco métodos usuais de estimação de vazões de enchentes em pequenas bacias, como uma contribuição ao desenvolvimento de um critério de projeto.

De uma pesquisa efetuada junto a vários hidrológicos e engenheiros do Estado de São Paulo conclui-se que os cinco métodos mais usados nestes casos são:

- a) Método Racional (Racional)
- b) Método de I-Pai-Wu Modificado (IPW)
- c) Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do "Soil Conservation Service "(HUT-SCS)
- d) Método de Ven Te Chow (VTC).
- e) Método do Hidrograma Unitário Sintético Regionalizado para Bacias Rurais do Estado de São Paulo segundo Reda(Reda).

Muitas vezes, a partir daqui, os métodos serão referenciados pelas abreviações entre parenteses citadas acima. O método de Reda foi incluído principalmente por ser um método recente e que utilizou dados atuais de vazões observadas no Estado de São Paulo, que foi a região utilizada para a aplicação dos métodos. Embora o método Racional só seja recomendado para bacias de áreas muito pequenas, também foi incluído por ser utilizado fora dos seus limites e por ser usado, muitas vezes, para se ter uma ordem de grandeza de vazões de pico.

Na primeira fase fez-se uma comparação entre as estimativas de vazões de enchentes obtidas da aplicação de precipitações máximas com períodos de retorno de 10, 25, 50, 100 e 500 anos. As precipitações máximas foram obtidas através de equações intensidade pluviométrica - duração - frequência. Procurou-se verificar as diferenças na magnitude das estimativas.

Na segunda fase as precipitações observadas foram inseridas nos métodos. As estimativas das vazões de enchente obtidas desta forma foram comparadas a 131 hidrogramas de enchentes observadas. Um argumento fundamental para esta fase é que o método que produz os picos

de vazões observadas mais satisfatoriamente, a partir das precipitações observadas, também será mais apropriado para ser usado em projetos envolvendo precipitações estimadas de longos períodos de retorno.

Como os métodos são frequentemente aplicados fora dos limites, de tamanho e de localização da bacia hidrográfica indicados pelos autores, estas limitações foram também violadas expressamente neste estudo. Procurou-se, dentro do possível, compreender melhor as restrições impostas originalmente a cada método. Os métodos foram aplicados a 15 bacias hidrográficas do Estado de São Paulo, todas pertencentes a rede fluviométrica do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE - SP), com áreas variando de 38 a 398 Km<sup>2</sup>. Todas as bacias possuem um linígrafo, pelo menos um pluviógrafo no local ou próximo e alguns pluviômetros.

No capítulo 2 deste trabalho procurou-se fazer uma revisão bibliográfica que apresente os cinco métodos de determinação da vazão de enchente em pequenas bacias, procurando ressaltar as vantagens e desvantagens de cada um, bem como apresentando as fórmulas e métodos principais para a obtenção dos parâmetros envolvidos. As fórmulas e métodos mais usados e práticos para a obtenção dos parâmetros e da vazão de enchente de cada método, que foram aplicados as bacias em estudo, são apresentados no capítulo 3. Os resultados e discussão são desenvolvidos no capítulo no capítulo 4, onde é feita inicialmente uma análise do desempenho de cada método individualmente e posteriormente uma comparação entre os métodos. Ainda no capítulo 4 é apresentada uma comparação entre os hidrogramas unitários sintéticos, obtidos com os métodos do HUT-SCS e o de Reda, e os hidrogramas unitários observados. Também são comparadas as precipitações efetivas calculadas, com os métodos do SCS e o que utiliza o coeficiente de escoamento superficial, com a observada. No capítulo 5 são apresentadas as conclusões do trabalho.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 - Generalidades

Neste capítulo faz-se uma revisão bibliográfica dos cinco métodos de determinação de vazões de enchentes denominados: método Racional (Racional), método de I - Pai - Wu modificado (IPW), método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do "Soil Conservation Service" (SCS), método de Ven Te Chow (VTC) e método do Hidrograma Unitário Sintético Regionalizado para Bacias Rurais do Estado de São Paulo segundo Reda (1985) - (Reda).

Os métodos Racional, IPW e VTC só permitem a determinação da vazão máxima de enchente, enquanto os métodos do HUT - SCS e o de Reda também permitem a obtenção do hidrograma de projeto. Embora o método original proposto por I - Pai - Wu permita que se obtenha o hidrograma de projeto, o método de I - Pai - Wu modificado tem sido utilizado somente para se obter a vazão máxima do hidrograma.

### 2.2 - Método Racional

Segundo CHOW (1962) e CHOW et al. (1964) a origem da fórmula deste método é um pouco obscura. Na literatura americana a fórmula foi mencionada pela primeira vez em 1889, por Emil Kuichling. O coeficiente



de escoamento superficial da formula foi obtido por ele a partir de medidas de precipitações e de vazões de Rochester, Nova York, durante o período de 1877 à 1888. De acordo com Dooge, os princípios do método foram explicados em trabalho de Mulvaney em 1851. Na Inglaterra o método é frequentemente referido como método de Lloyd - Davis, e teria sido apresentado em um trabalho em 1906.

A formula do método é apresentada de diferentes formas, sendo que uma das mais conhecidas é:

$$Q = \frac{C \cdot I_m \cdot A}{3,6} \quad (2.1)$$

onde:

Q é a vazão de pico em  $m^3/s$

C é o coeficiente de escoamento superficial, função de características da bacia, e é adimensional;

$I_m$  é a intensidade média da precipitação em mm/hora;

A é área total da bacia de drenagem em  $km^2$ ;

3,6 é um coeficiente resultante do arranjo das unidades dos parâmetros usados.

O método Racional se baseia em várias hipóteses. De acordo com Krimgold, citado por CHOW (1962), estas hipóteses são:

a) a taxa de escoamento superficial resultante de uma intensidade de precipitação é máxima quando a duração da precipitação é igual ou maior do que o tempo de concentração;

b) o escoamento superficial máximo resultante de uma intensidade de precipitação, com duração igual ou maior que o tempo de concentração, é uma fração simples de tal intensidade de precipitação, isto é, assume-se uma relação linear entre Q e  $I_m$ , e  $Q = 0$  quando  $I_m = 0$ ;

c) a frequência da vazão de pico é a mesma da intensidade de precipitação, para um dado tempo de concentração;

d) o coeficiente de escoamento superficial é o mesmo para todas as precipitações sobre a bacia.

O método Racional tem sido muito usado no projeto de sistemas

de drenagem urbana e em aeroportos. A precisão e as hipóteses tem sido muito questionadas nas aplicações em outras situações. Segundo CHOW (1962) muitos hidrologos tem chamado a atenção para a inadequacidade do método, sendo que muitos tem tentado modifica-lo, mas na maioria dos casos resultam em propostas difíceis de aplicar na prática. Embora sujeito a várias críticas, tem sido utilizado até os dias de hoje nos países menos desenvolvidos, provavelmente por causa de sua simplicidade.

REICH e HIEMSTRA (1965) citam que nos estudos de Watkins, sobre uma bacia hidrográfica de 20,7 km<sup>2</sup>, o método Racional superestimou a vazão de pico em 2,6 vezes, em média.

Segundo REICH (1965) a objeção prática mais séria ao método Racional é que ele requer que o projetista componha decisões sobre 20 ou mais parâmetros influentes dentro de um simples coeficiente denominado de coeficiente de escoamento superficial.

Segundo SOUSA PINTO (1976), a fórmula racional deve ser manejada com extrema cautela, pois envolve diversas simplificações e coeficientes cuja compreensão e avaliação tem muito de subjetivo. Não se considera, em especial, o armazenamento de água na bacia e as variações da intensidade e do coeficiente de deflúvio durante o transcorrer do período de precipitação. A imprecisão no emprego do método será tanto mais significativa quanto maior for a área da bacia, porque as hipóteses anteriores tornam-se cada vez mais improváveis. Os autores citam que segundo Linsley e Franzini o método não deveria ser usado, a rigor, para áreas acima de 5 km<sup>2</sup>. Por outro lado, a simplicidade do método e a facilidade de obter e controlar os fatores intervenientes tornam-no de uso bastante difundido no estudo das cheias em pequenas bacias hidrográficas.

De acordo com WILKEN (1978) o método ganhou o seu nome simplesmente por ser o primeiro derivado da equação racional apresentada por Emil Kuichling, em 1880. Também recomenda o emprego do método para bacias com menos de 500 hectares. O uso do método para áreas naturais grandes não é recomendado; não obstante, é satisfatório para o projeto de galerias pelo processo no qual se consideram sub-bacias pequenas, de alguns hectares.

Nos itens seguintes serão estudados cada um dos fatores a serem obtidos para a utilização do método.

### 2.2.1. Área da Bacia Hidrográfica (A)

É determinada a partir de mapas, fotografias aéreas e até mesmo levantamento topográfico no local. Uma vez traçado o divisor de água da bacia a área pode ser obtida com o auxílio de um planímetro.

### 2.2.2. Intensidade Média da Precipitação ( $I_m$ )

A intensidade a ser considerada no método é a máxima média observada num intervalo de tempo igual ao tempo de concentração da bacia, para o período de recorrência escolhido.

Quando se usa o método Racional assume-se que a vazão máxima, devida a uma precipitação de projeto, é produzida por uma precipitação a qual é mantida por um tempo igual ao tempo de concentração da bacia. Este é o tempo requerido para que o escoamento superficial da parte mais remota da bacia atinja a seção em estudo. Em outras palavras, a duração crítica da precipitação é igual ao tempo de concentração, para que todas as partes da bacia contribuam para a seção de drenagem. Considera-se a chuva de projeto com intensidade constante ao longo do tempo. A vazão de pico será tanto maior quanto maior for a intensidade média da precipitação, e portanto quanto menor for a duração da chuva. Mas, o pico de cheia também cresce com o aumento da área contribuinte, e portanto quanto maior for a duração da chuva. Estas duas condições se opõem, e para atendê-las se fixa a duração da chuva em um valor igual ao tempo de concentração da bacia. Exceção a essa regra são as bacias muito alongadas, nas quais a vazão máxima pode ocorrer sem que toda a área esteja contribuindo. Nesse caso, elimina-se a área supérflua, na aplicação do método Racional, e efetuam-se os cálculos com a nova superfície (SOUSA PINTO et al., 1976).

De uma maneira geral, a intensidade da precipitação é obtida através da análise estatística das chuvas ou de equações intensidade - duração - frequência ou similares. Para algumas cidades brasileiras as

equações deste tipo são apresentadas à seguir:

a) Para a cidade de São Paulo - SP

a.1) para durações menores ou iguais a 60 minutos:

$$i = \frac{1677,6 \cdot Tr^{0,112}}{(t + 15)^{0,86} \cdot (Tr)^{-0,144}} \quad (2.2)$$

a.2) para durações maiores que 60 minutos:

$$i = \frac{42,93 \cdot Tr^{0,15}}{(t/60)^{0,82}} \quad (2.3)$$

obtidas por OCCHIPINTI e MARQUES (1965) sendo o período estudado de 1928 a 1964.

b) Para a cidade de São Paulo - SP

$$i = \frac{1747,9 \cdot Tr^{0,181}}{(t + 15)^{0,89}} \quad (2.4)$$

obtida por WILKEN (1978), para um período de observações de 1934 a 1959.

c) Para a cidade de Rio de Janeiro-RJ

$$i = \frac{1239 \cdot Tr^{0,15}}{(t+20)^{0,74}} \quad (2.5)$$

obtida pelo Engenheiro Ulisses Alcântara, citado por WILKEN (1978)

d) Para a cidade de Curitiba - PR

$$i = \frac{5.950 \cdot Tr^{0,217}}{(t + 25)^{1,15}} \quad (2.6)$$

obtida pelo Prof. Pedro Viriato Parigot de Souza, citado por SOUSA

PINTO (1976).

e) Para a cidade de Porto Alegre - RG

$$i = \frac{a}{t + b} \quad (2.7)$$

onde:

para  $T_r = 5$  anos :  $a = 23$  e  $b = 2,4$

para  $T_r = 10$  anos:  $a = 29$  e  $b = 3,9$

para  $T_r = 15$  anos:  $a = 48$  e  $b = 8,6$

para  $T_r = 30$  anos:  $a = 95$  e  $b = 16,5$

obtida pelos Engenheiros Camilo de Meneses e R. Santos Noronha, citados por SOUSA PINTO et al. (1976).

f) Para a cidade de Belo Horizonte - MG

$$i = \frac{1447,87 \cdot T_r^{0,10}}{(t + 20)^{0,84}} \quad (2.8)$$

obtida por Adir José de Freitas e Ana A. C. de Souza, citados por VILLELA e MATTOS (1975).

g) Para a cidade de Brasília - DF

$$i = \frac{3645}{(t + 16)^{0,945}} \quad (2.9)$$

para  $T_r = 10$  anos, obtida utilizando dados de postos situados em localidades próximas, pelo Arquiteto Rufino Reis Soares, citado por WILKEN (1978).

h) Para a cidade de Limeira (Estado de São Paulo)

$$i = \frac{4653,8 \cdot T_r^{0,173}}{1,087 \cdot (T_r)^{0,005} (t+25)} \quad (2.10)$$

obtida por VIEIRA e MEDEIROS (1980)

i) Para a cidade de Campinas (Estado de São Paulo)

$$i = \frac{2524,9 \cdot Tr^{0,136}}{(t+20)^{0,948} \cdot (Tr)^{-0,007}} \quad (2.11)$$

obtida por VIEIRA (1981), para um período de observações de 1945 a 1977.

j) Para a cidade de Ribeirão Preto (Estado de São Paulo)

$$i = \frac{24521,27 \cdot Tr^{0,085}}{(t + 40)^{1,358} \cdot (Tr)^{-0,0454}} \quad (2.12)$$

obtida por VIEIRA e SOUSA (1985).

k) Para a cidade de Presidente Prudente (Estado de São Paulo)

$$i = \frac{60 \cdot 13,9059 \cdot Tr^{0,168}}{(t + 15)^{0,7247}} \quad (2.13)$$

obtida por SUDO et al (1981), com dados de 1972 à 1979.

Nas equações acima, tem-se que:

i é a intensidade da precipitação em mm/hora;

t é a duração da precipitação em minutos;

Tr é o tempo de recorrência em anos.

PFAFSTETTER(1957) apresenta curvas intensidade da precipitação - duração - frequência para 98 localidades do Brasil, baseando-se em dados dos postos do Serviço de Meteorologia do Ministério da Agricultura. MAGNI e MERO (1982) apresentam as relações intensidade da precipitação - duração - período de retorno por meio de equações, gráficos e tabelas, para 11 cidades do Estado de São Paulo. As equações de chuvas intensas obtidas podem ser genericamente agrupadas na equação abaixo:

$$i_{t,Tr} = a_j \cdot (t + b_j)^{c_j} + (t + d_j)^{e_k} \cdot \left[ f_k + g_k \cdot \ln \cdot \ln \left( \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] +$$

$$+ m_j \cdot (t + p_j)^{q_j} \cdot \ln (T_r - 0,5) \quad (2.14)$$

sendo:

$$j = k = 1 \text{ para } 10 \leq t \leq 60$$

$$j = k = 2 \text{ para } 60 < t \leq 180$$

$$j = 2 \text{ e } k = 3 \text{ para } 180 < t \leq 1440$$

onde:

$i_{t,Tr}$  é a intensidade média em mm/min;

$t$  é a duração da chuva em min;

$T_r$  é o período de retorno em anos.

$a_j, b_j, c_j, d_j, e_j, f_k, g_k, m_j, p_j, q_j$  são os coeficientes apresentados na tabela 2.1.

Com relação ao período de recorrência, admite-se que o tempo de retorno da cheia seja o mesmo da precipitação que a provocou. Isso não é exatamente verdadeiro, pois a ocorrência de uma grande cheia não depende somente de uma grande precipitação, mas também das condições da bacia quando da ocorrência do evento.

REMENIERAS (1974) comenta que não é econômico projetar algumas obras, como sistemas de drenagem urbano e agrícola, para a precipitação mais intensa que possa ocorrer. Deve-se levar em consideração o custo do aumento das obras e por outro lado os estragos devidos a insuficiência da obra, durante uma precipitação intensa ocasional. Portanto, não se deve buscar uma proteção absoluta, mas sim uma proteção com relação a uma certa precipitação de probabilidade determinada. Cita que em Paris, como média, se observa uma vez em cada 10 anos uma precipitação, de uma duração de algumas horas, que dá mais de 90 mm em 20 minutos durante seu período de intensidade mais forte.

Uma vez obtida a intensidade da precipitação, os valores pontuais, o seu valor médio na área pode ser obtido através de uma análise da distribuição na região ou eventualmente corrigindo por um

Tabela 2.1 - Valores dos coeficientes da equação de chuvas intensas para as cidades do Estado de São Paulo de MAGNI e MERO (1982)

COEFICIENTES OBTIDOS PARA A ESTAÇÃO PLUVIOGRÁFICA NA CIDADE DE:											
	APARECIDA	AVARÉ	BARRETOS	BAURU	LINS	PIRACICABA	SANTOS	SÃO PAULO	SÃO SIMÃO	TAPRAÍ	UBATUBA
$a_1$	46,38	100,00	19,18	15,79	32,19	43,20	18,85	37,05	33,54	70,01	10,38
$b_1$	30,0	30,0	20,0	15,0	15,0	20,0	30,0	20,0	20,0	30,0	15,0
$c_1$	-0,912	-1,109	-0,849	-0,719	-0,916	-0,988	-0,760	-0,914	-0,903	-1,060	-0,583
$d_1$	30,0	30,0		15,0	15,0		20,0	20,0	10,0		
$e_1$	-0,912	-0,792		-0,719	-0,916		-0,760	-0,914	-0,461		-0,236
$f_1$	-8,174	-4,000		-2,224	-4,951		-3,315	-5,966	-0,608		-0,330
$g_1$	-15,91	-7,70		-4,17	-9,82		-6,08	-10,88	-1,121		-0,62
$m_1$			5,37			11,67				28,00	
$P_1$			20,0			20,0				30,0	
$q_1$			-0,849			-0,988				-1,060	
$a_2$	39,91	43,29	17,78	28,40	15,12	20,44	10,44	19,24	26,26	28,90	15,73
$b_2$	10,0	15,0	20,0	15,0	5,0	10,0			20,0	20,0	15,0
$c_2$	-0,923	-0,965	-0,834	-0,860	-0,768	-0,841	-0,662	-0,821	-0,851	-0,890	-0,682
$d_2$	10,0	15,0		15,0	5,0				10,0		
$e_2$	-0,923	-0,951		-0,86	-0,768		-0,662	-0,821	-0,781		-0,236
$f_2$	-7,034	-6,995		-3,999	-2,325		-1,836	-3,098	-2,745		-0,330
$m_2$			4,98			5,52				11,56	
$g_2$	-13,28	-13,47		-7,49	-4,61		-3,36	-5,65	-5,06		-0,62
$P_2$			20,0			10,0				20,0	
$q_2$			-0,834			-0,841				-0,890	
$e_3$	-0,923	-0,951		-0,860	-0,768		-0,662	-0,821	-0,781		-0,724
$f_3$	-7,034	-6,995		-3,999	-2,325		-1,836	-3,098	-2,745		-4,302
$g_3$	-13,28	-13,47		-7,49	-4,61		-3,36	-5,65	-5,06		-8,04
CV	0,35	0,26(*) 0,81	0,28	0,29	0,30	0,27	0,37	0,34	0,19(*) 0,83	0,4	0,40(*) 0,82

(\*) CV, varia entre os valores indicados



análise da distribuição na região ou eventualmente corrigindo por um coeficiente de abatimento. Frühling, citado por SOUSA PINTO et al (1976) estudou a variação da intensidade da chuva a partir do centro da mesma, independentemente de considerações de frequência. Supondo que o centro do aguaceiro coincida com o centro da área e que havia simetria a partir deste, o que não foi constatado por autores, obteve:

$$i = i_0 \cdot (1 - 0,009 \sqrt{r}) \quad (2.15)$$

onde:

$i$  é a intensidade a uma distância  $r$  em (metros) do centro da precipitação;

$i_0$  é a intensidade no centro da precipitação.

WILKEN (1978) observou que a equação (2.15) indica que a intensidade da chuva é nula a uma distância de 12,5 km do centro, ou seja, que a chuva pode ser considerada como cobrindo uma superfície correspondente a um círculo de 25 km de diâmetro. Segundo REMENIERAS (1974), a equação (2.15) foi obtida a partir de observações feitas em Breslau, Alemanha. A intensidade pluviométrica média  $I_m$  pode ser obtida com a expressão:

$$I_m = \frac{1}{R} \int_0^L i \cdot dR$$

Daí resulta:

$$I_m = i_0 \cdot (1 - 0,006 \sqrt{r}) \quad (2.16)$$

onde:

$I_m$  é a intensidade média na área  $A$  em mm/hora;

$i_0$  é a intensidade no centro da chuva, em mm/hora;

$R$  é a metade da maior dimensão da bacia, em metros.

Segundo VILLELA e MATTOS (1975) a equação (2.1) só é válida

para r menor que 12 km e considerando uma área circular tem-se que:

$$I_m = \frac{1}{\pi R^2} \int_0^R i \cdot (2 \cdot \pi \cdot r) \cdot dr$$

Dai resulta

$$I_m = i_0 \cdot (1 - 0,0072 \cdot \sqrt{r}) \quad (2.17)$$

Segundo os autores a equação (2.17) pode ser usada para uma área não circular, sendo R a metade da maior dimensão da bacia em metros.

George Ribeiro, citado por SOUSA PINTO et al. (1976), a partir dos dados de uma grande tempestade registrada em Miami, obteve:

$$I_m = \frac{i}{25,4} \left( 1 + \frac{1}{6} \cdot \sqrt{\frac{A}{2590}} \right)^{-1} \quad (2.18)$$

onde:

$I_m$  é a intensidade média na área A em mm/hora;

i é a intensidade num ponto em mm/hora.

Alguns autores utilizam a seguinte expressão

$$I_m = i \cdot A^{-0,1}$$

onde:

A é a área da bacia em hectares.

SOUSA PINTO et al (1976) apresentam outras equações para se obter o valor médio da precipitação em função do valor puntual. Também citam que Linsley, Kohler e Paulhus são de opinião que o máximo registrado num posto pode representar a altura média sobre uma área apreciável, cerca de 26 km<sup>2</sup>, mas que o "Handbook of Concret Culvert

Pipe Hydraulics" diz que esta área depende fortemente da topografia local, admitindo que esta área seja de até 2,6 km<sup>2</sup>. Para durações e áreas pequenas não recomendam uma redução na intensidade, que seria pequena, devido a que o erro cometido na avaliação das outras grandezas já seria de ordem superior a esse refinamento de cálculo. A superfície a partir da qual se deveria aplicar essa redução seria uma questão ainda em aberto.

CHOW (1962) observou que para bacias com áreas menores que 24,3 km<sup>2</sup> a redução da precipitação é pequena, ou seja, na prática pode-se assumir que a precipitação média sobre a bacia é igual ao valor puntual.

O gráfico da figura 2.1, que permite obter o coeficiente de distribuição espacial da chuva  $K=i_m/i_o$  em função da duração da chuva e da área da bacia, é de autoria do U.S. Weather Bureau, segundo CETESB (1986), e é um dos mais usados.

### 2.2.3. Tempo de Concentração

Conforme foi discutido no item 2.2.2, a duração da chuva de projeto no método Racional deve ser feita igual ao tempo de concentração.

De uma maneira geral, o tempo de concentração de uma bacia depende dos seguintes fatores: área, forma, declividade, umidade e cobertura da bacia; comprimento e declividade do rio principal e seus afluentes; forma e rugosidade dos canais; da distância entre o fim do rio e o espigão (divisor de águas) e da intensidade e distribuição da chuva na bacia.

É grande a quantidade de fórmulas empíricas e ábacos que fornecem o valor do tempo de concentração em função de características físicas da bacia. Destas características as que aparecem com maior frequência são o comprimento e a declividade do curso principal.

As fórmulas mais conhecidas são:

a) Fórmula de George Ribeiro, citada em GARCEZ (1967)

$$t_c = \frac{16.L}{(1,05 - 0,2.p) \cdot (100.S_1)^{0,04}} \quad (2.19)$$

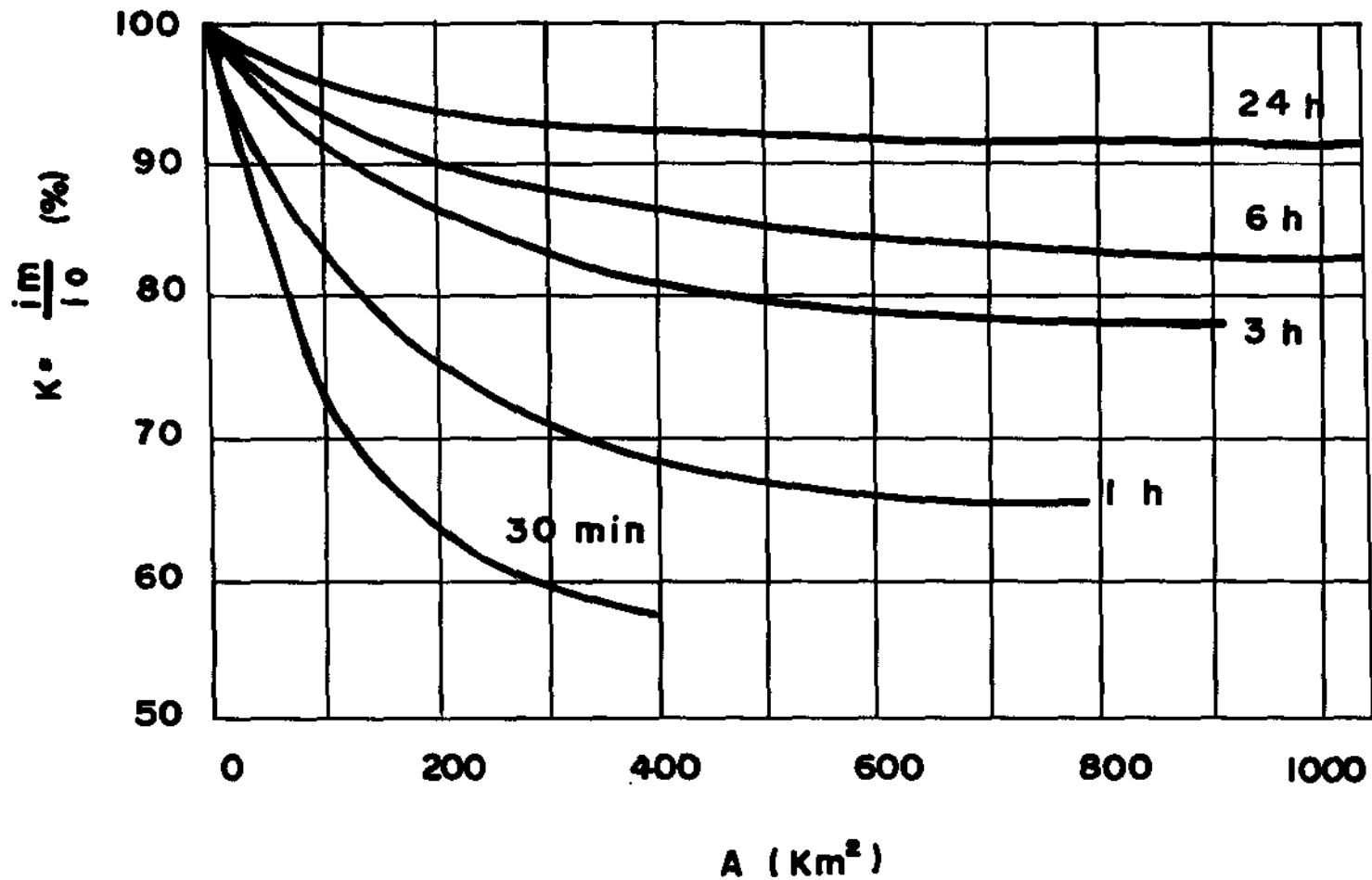


Figura 2.1 - Relação do Coeficiente de distribuição espacial da chuva  $k = I_m/I_o$  com a duração da chuva e a área da bacia A, para várias durações de chuva (U.S. Weather Service, citada por CETESB (1986))

b) Fórmula de Ven Te Chow, citada em SOUSA PINTO et al. (1976)

$$t_c = 25,20 \left( \frac{L}{S_1} \right) \quad (2.20)$$

c) Fórmula do "California Culverts Practice, California Highways and Public Works" ou Fórmula de Kirpich citada em SOUSA PINTO et al. (1976) e PFAFSTETTER (1976).

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H^*} \right)^{0,395} \quad (2.21)$$

que também é apresentada da seguinte forma:

$$t_c = 57 \left( \frac{L^2}{S'} \right)^{0,385} \quad (2.22)$$

onde:

$S' = H/L$  é aproximadamente a declividade média da bacia de drenagem (CHOW, 1962), em m/km.

A equação (2.21) é atribuída por CHOW et al. (1964) e por HJELMFETT e CASSIDY (1975) a Kirpich. Segundo CHOW (1962) a equação foi obtida por R.R. Rowe, embora para baixos valores de  $t_c$  Kirpich tivesse estudado uma relação de  $t_c$  com  $L$  e  $S$  e para  $t_c$  maiores que 30 min ela tenha sido baseada em estudos do "Bridge Department of the California Highways".

d) Fórmula de Picking, citada em SOUZA PINTO et al. (1976)

$$t_c = 5,3 \left( \frac{L^2}{S_1} \right)^{1/3} \quad (2.23)$$

e) Fórmula de Ventura, citada em REMENIERAS (1974)

$$t_c = 60.0,1272. \frac{\sqrt{A}}{\sqrt{S_1}}$$

Nestas equações tem-se que:

$t_c$  é o tempo de concentração, em minutos;

L é o comprimento da bacia, medido ao longo do talvegue, da seção em estudo até o ponto mais afastado do talvegue, e daí até o divisor de água, em km;

p é a relação da área coberta de vegetação pela área total da bacia;

$S_1$  é a declividade média do talvegue principal, adimensional (sendo que na equação 2.20 está em porcentagem)

H é a diferença de cotas entre o ponto mais afastado da bacia no divisor de água e a seção da bacia considerada (os mesmos pontos usados para obter L), em metros.

A é a área da bacia, em  $\text{km}^2$

Segundo SOUSA PINTO et al. (1976) é difícil dizer, a priori, qual a expressão que dará melhores resultados em uma dada bacia. Num confronto entre as diversas fórmulas observaram uma razoável concordância entre as fórmulas de Picking, Ven Te Chow e do "California Highways and Public Roads", indicando, de certa forma, um grau de generalização superior para as expressões deste tipo. Num exemplo apresentado os autores utilizam a equação (2.21).

PFAFSTETTER (1976) também ressalta que é muito difícil dizer qual a melhor fórmula. Observa que o tempo de concentração pode ser obtido considerando as velocidades de escoamento em função da declividade do curso d água, conforme a tabela 2.2. Somando-se os quocientes entre as extensões parciais do curso principal e as velocidades correspondentes à sua declividade, resulta o tempo de concentração procurado.

HIEMSTRA e REICH (1967) comentam que um cálculo preciso das velocidades do escoamento superficial, até atingir a seção do rio em estudo, é impossível. Uma simplificação usando a velocidade média do escoamento superficial nos diferentes tipos de solos e coberturas vegetais tem sido usada. Recomendam que se utilize um nomograma do

Tabela 2.2 - Velocidade de escoamento em função da declividade do curso d'água (PFAFSTETTER, 1976)

Declividade S (%)	Velocidade (km/h)
1 - 2	2
2 - 4	<del>3</del>
4 - 6	4
6 - 10	5

SCS (1957) para se obter o tempo de concentração, apresentado na figura (2.2). Neste nomograma o tempo de concentração é obtido em função do comprimento L do talvegue, medido da seção considerada, por sobre o talvegue, até o ponto mais distante da bacia sobre o divisor de águas obtido do prolongamento do ponto final do talvegue. Na determinação também é utilizada a diferença de cotas entre a seção e o ponto mais distante, sem considerar as quedas d'água. O nomograma da figura 2.2 é a representação da equação (2.21). O tempo de pico do hidrograma é assumido como sendo 70% do tempo de concentração.

O tempo é um elemento importante nas previsões hidrológicas. Isto se reflete no fato que a maioria dos métodos incluem a variável tempo como entrada. O método do hidrograma unitário sintético do SCS, segundo McCUEN (1982), não é diferente, e o tempo de concentração foi o escolhido como o melhor indicador dos efeitos do tempo. Para se obter o tempo de concentração  $t_c$  dois métodos são recomendados: o método que usa o tempo de retardamento e o método da velocidade do escoamento superficial.

No método que usa o tempo de retardamento calcula-se:

$$t_1 = \frac{L^{0,8} \cdot (S + 1)^{0,7}}{1900 \cdot S_1^{0,5}}$$

onde:

$t_1$  é o tempo de retardamento, em horas (do centro de massa da precipitação efetiva ao pico do hidrograma);

$S_1$  é a declividade média do talvegue, em porcentagem;

L é o comprimento do talvegue, em pés (medido da seção em estudo até o ponto mais distante da bacia);

$S = (1000/CN) - 10$ ;

CN é o número da curva do escoamento superficial do SCS (ver item 2.4.1);

E o tempo de concentração  $t_c$ , em horas, é dado por:

$$t_c = \frac{5}{3} \cdot t_1$$



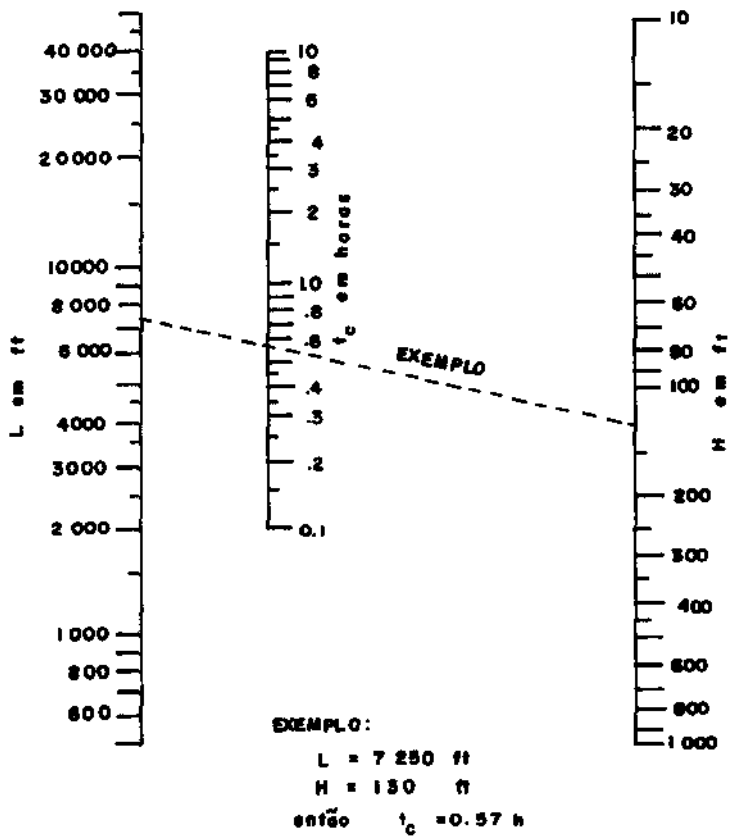


Figura 2.2 - Nomograma do SCS para se obter o tempo de concentração  $t_c$ . (SCS, 1957)

No método da velocidade do escoamento superficial a velocidade pode ser obtida a partir do uso e da declividade do solo, usando a figura 2.3.

O tempo de concentração é dado por:

$$t_c = \frac{L}{V^*}$$

onde:

$V^*$  é a velocidade do escoamento superficial (Fig. 2.3)

MOSTAGHIMI E MITCHELL (1982) calcularam, em seus estudos sobre vazões de pico em pequenas bacias, o tempo de concentração usando as equações de Kirpich ou de Kerby.

REDA (1985) menciona que Pilgrim recomenda, para várias enchentes de monta, anotar o tempo de ascensão do hidrograma, adotando o menor deles como sendo o tempo de concentração  $t_c$ . O SCS (1957) cita que na análise do hidrograma observado, o tempo de concentração é o tempo do fim do excesso de precipitação até o ponto no ramo descendente do hidrograma onde começa a curva de depleção da água do solo.

PORTO (1988) cita que para o cálculo do tempo de concentração uma das fórmulas mais comuns e de melhores resultados é a adotada pelo "California Highways and Public Roads", conforme a equação (2.21).

UEHARA (1989) e PLANIDRO ( ) recomendam que o tempo de concentração seja estimado pela equação (2.22) , quando se utilizar o método de I-PAI-WU para se obter as vazões máximas em pequenas bacias.

#### 2.2.4. - Coeficiente de Escoamento Superficial (C)

Este coeficiente também é chamado de coeficiente de deflúvio ou coeficiente de "run-off".

Apenas uma parte da precipitação total que cae sobre uma bacia atinge a seção de saída, na forma de escoamento superficial. Isto é devido a que parte é interceptada, preenche as depressões do terreno ou se infiltra. O volume escoado superficialmente é portanto uma parcela do volume precipitado, e a relação entre os dois é denominada de coeficiente de escoamento superficial.

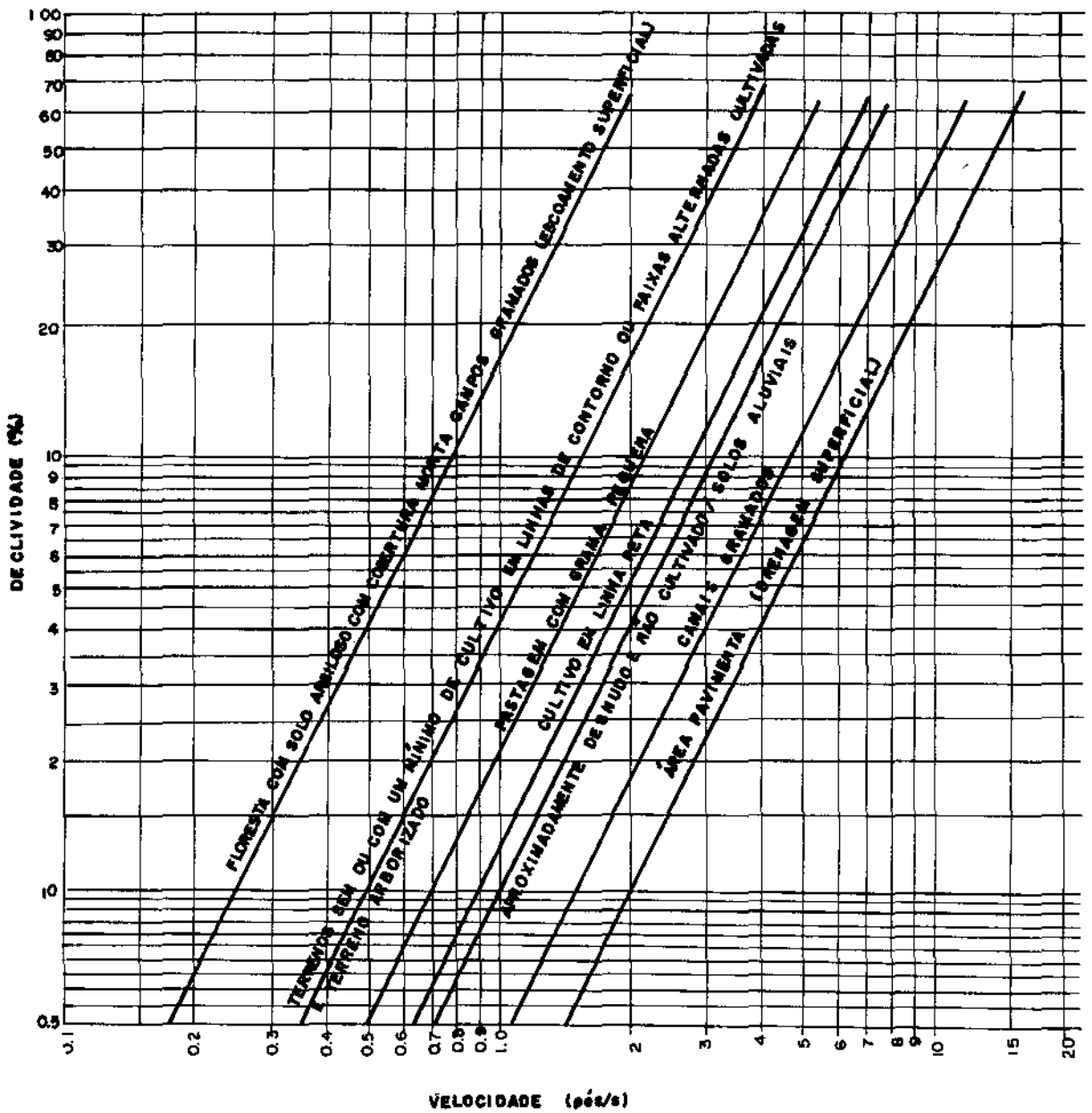


Figura 2.3 - Velocidade do escoamento superficial usada para estimar o tempo de concentração (McCUEN, 1982)

No método racional utiliza-se um coeficiente C, que multiplicado pela intensidade da precipitação de projeto, fornece o pico da cheia considerada por unidade de área. Portanto, não se trata de uma relação de volumes escoado e precipitado, mas neste caso está indicando a relação entre a vazão máxima e a intensidade da precipitação. O coeficiente de defluvio depende da intensidade, duração e distribuição da chuva, da direção do deslocamento da tempestade em relação ao sistema de drenagem, da precipitação antecedente, das condições de umidade do solo no início da precipitação, do tipo do solo, da utilização da terra, da rede de drenagem existente, do efeito do armazenamento e da retenção superficial sobre a descarga.

Vários autores, citados por SOUSA PINTO et al. (1976), observaram que o valor do coeficiente de defluvio C é variável e que não traduz simplesmente o resultado da ação do terreno sobre a precipitação, da qual resulta a descarga superficial, mas é mais completamente definido como a relação entre a vazão de enchente de certa frequência e a intensidade média da precipitação de igual frequência.

Segundo WILKEN (1978) a determinação desse coeficiente C, que depende de vários fatores, deve ser feita em cada caso mediante experiências diretas, mas sendo esta determinação difícil, pode-se adotar o critério de Frühling, o qual estabelece uma série de valores compreendidos entre 0,05 e 0,95.

Existe um grande número de equações para se obter o valor de C, muitas das quais procuram levar em consideração alguns dos fatores mencionados anteriormente. Algumas dessas fórmulas, mencionadas por SOUSA PINTO et al. (1976), são:

a) Fórmula de Gregory

$$C = 0,175 \cdot t^{1/3}$$

onde:

t é a duração da chuva, em minutos.

b) Fórmula de Horner

$$C = 0,364 \cdot \log t + 0,0042 \cdot r' - 0,145$$

onde:

r' é a porcentagem impermeabiliza da área da bacia.

Segundo CHOW (1962), CHOW et al. (1964), HJELMFELT e CASSIDY (1975), CETESB (1986) e outros, os valores do coeficiente de escoamento superficial C normalmente recomendados para projeto são os da tabela 2.3. Estes valores foram apresentados conjuntamente pelos comites da "American Society of Civil Engineers" e a "Water Pollution Control Federation". Elas se aplicam a precipitações de 5 e 10 anos de período de retorno. Para precipitações mais raras as intensidades são maiores, e portanto requerem o uso de coeficientes maiores, porque a infiltração e outras perdas tem proporcionalmente um menor efeito sobre o escoamento superficial.

A tabela 2.4 apresentada pelo "Colorado Highway Department", citado por SOUSA PINTO et al. (1976), também mostra os valores de C somente em função das características da bacia.

Para as bacias que apresentam uma superfície com diferentes características utiliza-se um valor médio de C, obtido por uma média ponderada dos diferentes valores de C da bacia, tendo como peso as áreas que representam.

WILKEN (1978) comenta que muitos autores fazem severas restrições ao método racional, não pelo conceito básico em si, que é legítimo, mas pela maneira como é empregado, usando coeficientes inteiramente empíricos, na impossibilidade ou falta de dados para a fixação de valores para o coeficiente C que engloba tão variados e complexos fatores. O método tem, não obstante, o seu valor. Se a chuva de intensidade uniforme e duração ilimitada cai em uma bacia, o caudal atingirá o  $q = Q/A = C \cdot i$  no tempo de concentração e em seguida permanece constante. Desta forma, C representa a relação entre q e i, é um coeficiente volumétrico, isto é, uma relação entre os volumes totais de escoamento superficial e de precipitação.

Tabela 2.3 - Valores do Coeficiente de escoamento superficial (C).  
(CHOW, 1962).

CARACTERÍSTICA DA SUPERFÍCIE	C
Área Comercial	
- Central	0,70 a 0,95
- Bairros	0,50 a 0,70
Área Residencial	
- Residências Isoladas	0,30 a 0,50
- Unidades Múltiplas (separadas)	0,40 a 0,60
- Unidades Múltiplas (conjugadas)	0,60 a 0,75
- Subúrbio	0,25 a 0,40
- Área com prédios de apartamentos	0,50 a 0,70
Área Industrial	
- Indústrias Leves	0,50 a 0,80
- Indústrias Pesadas	0,60 a 0,90
Parques, Cemitérios	0,10 a 0,25
"Playgrounds"	0,20 a 0,35
Pátios de estradas de ferro	0,20 a 0,40
Áreas sem melhoramentos	0,10 a 0,30
Ruas	
- Pavimentação asfáltica	0,70 a 0,95
- Pavimentação de concreto	0,80 a 0,95
- Blocos	0,70 a 0,85
Passeios	0,75 a 0,85
Telhados	0,75 a 0,95
Terrenos relvados (Solos arenosos)	
- Pequena declividade (2%)	0,05 a 0,10
- Declividade média (2% a 7%)	0,10 a 0,15
- Forte declividade (7%)	0,15 a 0,20
Terrenos relvados (Solos <sup>argilosos</sup> pesados)	
- Pequena declividade (2%)	0,15 a 0,20
- Declividade média (2% a 7%)	0,20 a 0,25
- Forte declividade	0,25 a 0,30

Tabela 2.4 - Valores do Coeficiente de Escoamento Superficial do "Colorado Highway Department" (SOUSA PINTO et al., 1976).

Característica da Bacia	C em %
Superfícies impermeáveis	90 - 95
Terreno estéril montanhoso	80 - 90
Terreno estéril ondulado	60 - 80
Terreno estéril plano	50 - 70
Prados, Campinas, terreno ondulado	40 - 65
Matas decíduas, folhagem caduca	35 - 60
Matas coníferas, folhagem permanente	25 - 50
Pomares	15 - 40
Terrenos cultivados em zonas altas	15 - 40
Terrenos cultivados em vales	10 - 30

### 2.3 -Método de I - Pai - WU Modificado

O propósito do estudo de WU (1963) foi a análise dos dados observados em 21 pequenas bacias hidrográficas do Estado de Indiana (USA) e a obtenção de relações entre a forma dos hidrogramas e algumas características das bacias. Um hidrograma de projeto pode ser obtido para áreas sem dados de vazão, a partir da precipitação de projeto e certas características da bacia que podem ser determinadas de mapas topográficos.

O termo pequenas bacias como usado por WU (1963) significa bacias menores que 260 km<sup>2</sup> de área, que corresponde a área da maior das pequenas bacias utilizadas no estudo.

J.E. Nash e J.C.I. Dooge, citados em WU (1963), obtiveram equações para o hidrograma unitário instantâneo, com a hipótese que uma vazão de entrada instantânea é aplicada em n reservatórios lineares iguais com o mesmo coeficiente de armazenamento k<sup>\*</sup>. Considerando que:

a) Para um reservatório linear, o armazenamento S<sup>\*</sup> é relacionado a vazão de saída q por:

$$S^* = k^* \cdot q$$

b) para uma vazão de entrada instantânea, a vazão de saída de um reservatório linear é dada por:

$$q = \frac{V}{k^*} \cdot e^{-t/k^*}$$

onde:

V é o volume total de escoamento superficial

t é o tempo

e é a base do logaritmo natural

Então, para um número n de reservatórios lineares iguais, colocados em série, com o mesmo coeficiente de armazenamento k<sup>\*</sup>, a vazão de saída resulta:



$$q = \frac{V \cdot \left(\frac{t}{k^*}\right)^{n-1} \cdot e^{-t/k^*}}{k^* (n-1)!} \quad (2.24)$$

A equação (2.24) pode ser escrita expressando o fatorial em termos da função gama  $\Gamma(n)$  resultando:

$$q = \frac{V}{k^*} \cdot \frac{\left(\frac{t}{k^*}\right)^{n-1} \cdot e^{-t/k^*}}{\Gamma(n)} \quad (2.25)$$

O hidrograma instantâneo é então definido por uma equação contendo um termo simples, com dois parâmetros  $n$  e  $k^*$ , que determina a forma do hidrograma.

Da equação (2.25) tomando-se sua derivada de primeira ordem com relação ao tempo e igualando a zero, calcula-se o tempo para o qual ocorre a vazão de pico, obtendo-se:

$$t_p = (n-1) \cdot k^* \quad (2.26)$$

onde:

$t_p$  é o tempo de pico

Define-se :

$$X = \frac{t}{k^*} = \frac{t}{t_p} \cdot (n-1) \quad (2.27)$$

e

$$V = A \cdot P_e \quad (2.28)$$

onde:

$A$  é a área da bacia;

$P_e$  é a altura do escoamento superficial total, ou seja, a

precipitação efetiva total.

Substituindo as equações (2.26), (2.27) e (2.28) em (2.25) resulta:

$$\frac{q \cdot t_p}{A \cdot P_e} = \frac{(n-1) \cdot X_1^{n-1} \cdot e^{-X_1}}{\Gamma(n)} \quad (2.29)$$

A equação (2.29) é a formula geral para o hidrograma instantâneo usada por WU (1963). O termo do lado direito da equação (2.29) pode ser escrito como  $f(n, t)$  o qual significa uma função de  $n$  e  $t$  e portanto resulta:

$$\frac{q \cdot t_p}{A \cdot P_e} = f(n, t) \quad (2.30)$$

Para o tempo  $t$  igual ao tempo de pico  $t_p$ , da equação (2.30) obtem-se a vazão pico (ou máxima)  $Q_p$  do hidrograma e portanto:

$$\frac{Q_p \cdot t_p}{A \cdot P_e} = f(n, t_p) \quad (2.31)$$

onde:

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1) \cdot X_1^{n-1} \cdot e^{-X_1}}{\Gamma(n)} \quad (2.32)$$

Da equação (2.27) obtem-se:

$$X_1 = \frac{t_p}{t_p} \cdot (n-1) = (n-1) \quad (2.33)$$

Dai resulta:

$$f(n, t_p) = \frac{(n-1)^n \cdot e^{1-n}}{\Gamma(n)} \quad (2.34)$$

O hidrograma instantâneo adimensional é definido como o gráfico de  $q/Q_p$  em função de  $t/t_p$ . Sua expressão matemática pode ser

obtida dividindo-se a equação (2.29) pela (2.31) e daí resulta:

$$\frac{q}{q_p} = \left( \frac{t}{t_p} \right)^{n-1} \cdot \left[ e^{-(n-1)} \right] \left( \frac{t}{t_p} - 1 \right) \quad (2.35)$$

A equação (2.35) relaciona  $q/q_p$  com  $t/t_p$  para um dado valor de  $n$ , e pode ser feito um gráfico do hidrograma adimensional para um dado valor de  $n$ , como mostra a figura (2.4).

O argumento  $n$  da função Gama é o principal fator na determinação da forma do hidrograma. Assumindo uma relação linear entre o armazenamento e a vazão de saída, a curva de recessão do hidrograma num papel semilogarítimo é uma linha reta. O coeficiente de armazenamento  $K_1$  pode ser determinado por:

$$k_1 = \frac{t_1 - t_0}{\ln \frac{q_0}{q_1}} \quad (2.36)$$

onde:

$q_0$  é a vazão em um tempo  $t_0$ ;

$q_1$  é a vazão em um tempo  $\Delta t = (t_1 - t_0)$  após  $t_0$ ;

A curva de recessão de um hidrograma adimensional pode ser expressa por:

$$\frac{k_1}{t_p} = \frac{\frac{\Delta t}{t_p}}{\ln \frac{q_0/q_p}{q_1/q_p}} \quad (2.37)$$

Portanto,  $k_1/t_p$  pode ser determinado fazendo um gráfico da curva de recessão do hidrograma adimensional em papel semi-logarítimo.

Das equações (2.37) e (2.29) e da expressão para o hidrograma instantâneo adimensional obtém-se a relação entre  $k_1/t_p$  e  $n$ , dada por:

$$\frac{k_1}{t_p} = \frac{1}{n-1} - \frac{\log \frac{t_0}{t_1}}{\log \frac{q_0}{q_1}} \quad (2.38)$$

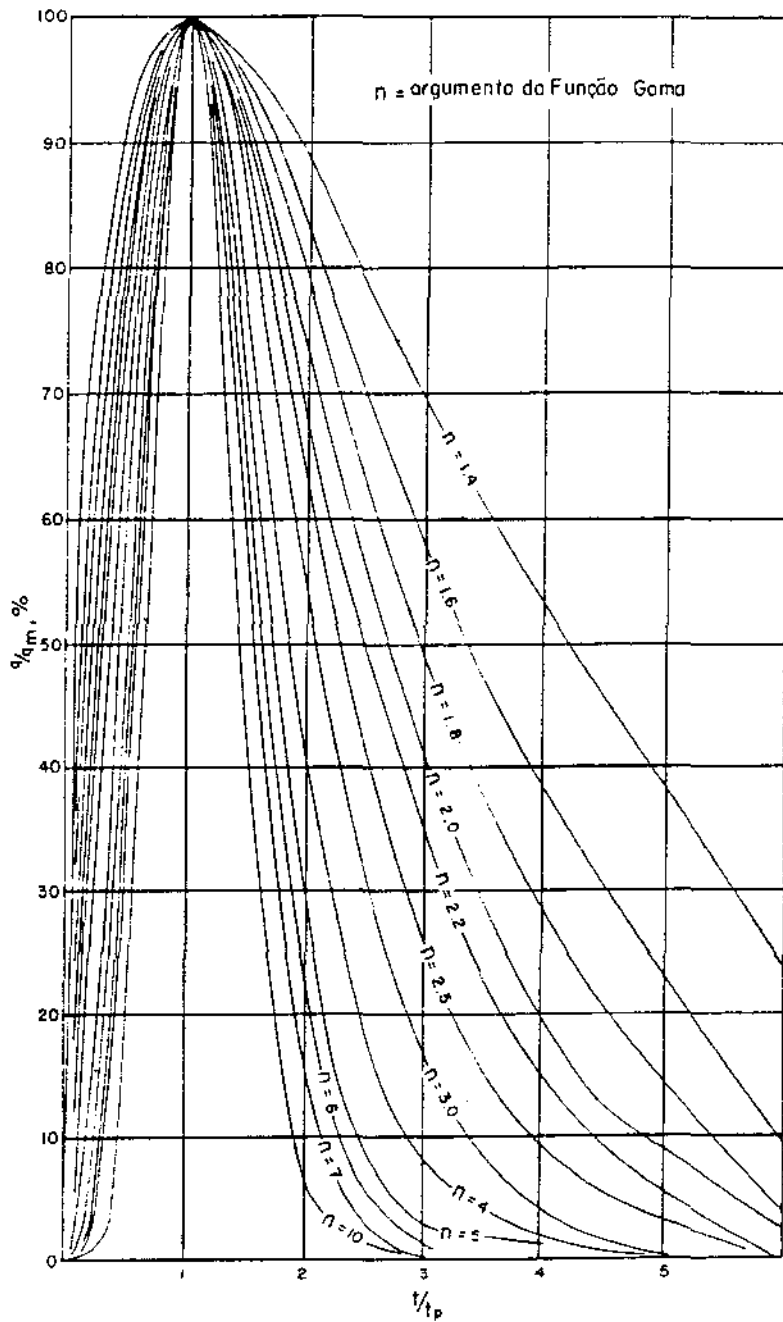


Figura 2.4 - Hidrograma Instantâneo Adimensional do método de I-Pai-Wu (WU, 1963)

A equação (2.38) pode ser usada para obter o valor de n. A necessidade de conhecer as vazões  $q_0$  e  $q_1$ , nos tempos  $t_0$  e  $t_1$ , na equação (2.38) pode ser eliminada por meio de uma solução gráfica usando a Figura (2.5), na qual é feito um gráfico da equação:

$$\ln \frac{q}{q_p} = \frac{1}{k_1/t_p} \cdot \frac{t}{t_p} \quad (2.39)$$

onde:

$q$  pode ser  $q_0$  ou  $q_1$ .

Subtraindo a equação (2.39) para  $q = q_1$  da mesma equação para  $q = q_0$  a equação (2.38) pode ser obtida. Na mesma figura (2.5), no canto alto à esquerda, é feito o gráfico das curvas de recessão adimensionais da figura (2.4), os quais correspondem a equação (2.35). A solução simultânea das equações (2.35) e (2.38) para n pode ser obtida, fazendo-se: segue-se ao longo da linha correspondente a um certo valor  $k_1/t_p$  e lê-se o correspondente valor de n. Da figura (2.5), SPRINGALL (1969) observou que I-Pai-WU encontrou  $k_1/t_p = 4/n$  aproximadamente.

Em seu estudo WU (1963) propõe o seguinte procedimento para obter o hidrograma de projeto:

a) Determinar a área da bacia A em milhas, o comprimento do rio principal L em milhas e a declividade média do rio principal S ( $\times 10^{-4}$ ).

b) Determina-se os parâmetros do hidrograma: tempo de pico  $t_p$  e o coeficiente de armazenamento  $k_1$ .

WU (1963) apresenta equações para ambos os parâmetros em função de A, L e S. SOLOMON (1964) faz várias críticas a equação obtida para  $t_p$ , sendo a principal a que para duas bacias de mesma área A e declividade S, mas diferentes comprimentos do rio principal L, a equação leva a um valor de  $t_p$  maior para a bacia de menor L. Como estas equações foram obtidas para o Estado de Indiana e como apresentam problemas, foram omitidas neste estudo.

c) Obtidos os valores de  $k_1$  e  $t_p$ , a partir da relação  $k_1/t_p$  obtem-se n através do ábaco da figura (2.5) com o valor de n obtem-se a

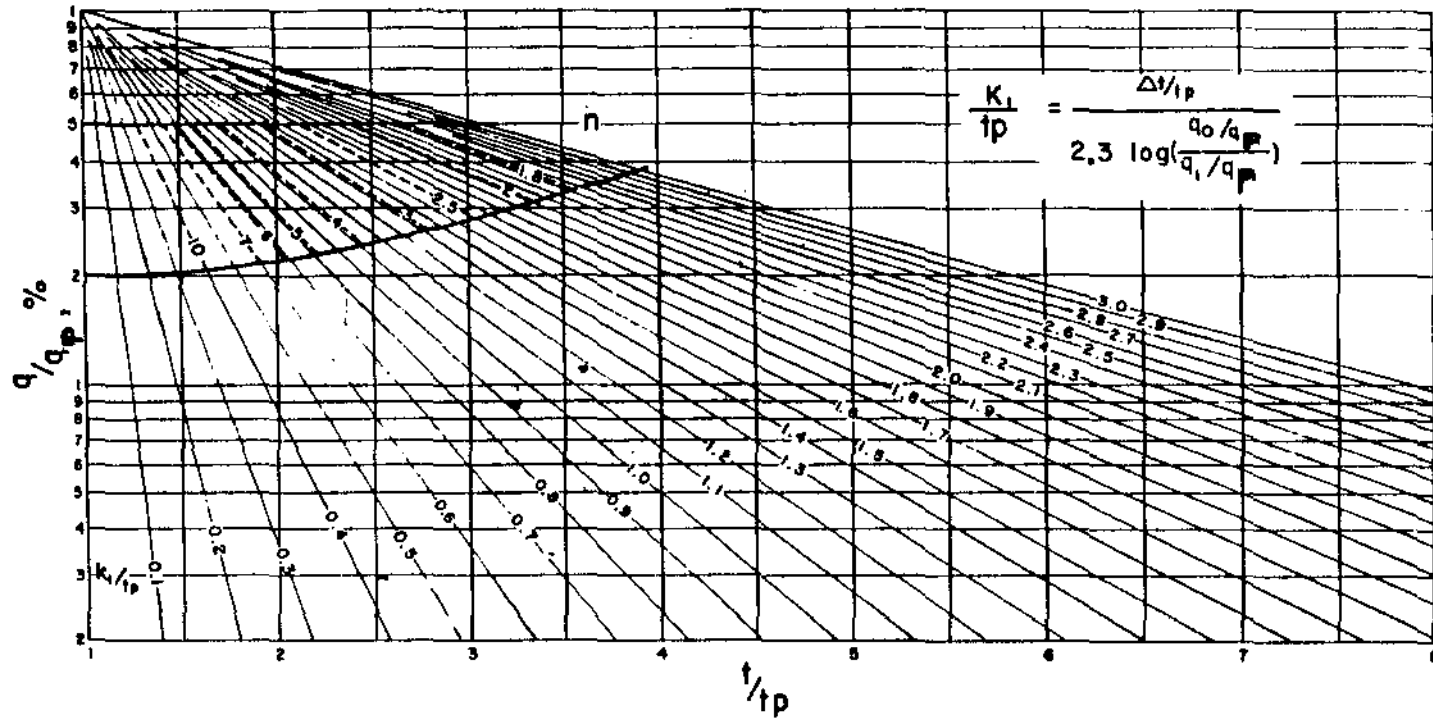


Figura 2.5 - Relação entre o argumento da função Gama  $n$  e  $k_1/t_p$   
(WU, 1963)

forma do hidrograma da figura (2.4) e portanto um hidrograma adimensional pode ser desenhado.

d) A determinação do coeficiente de escoamento superficial  $C$  é obtido em função do grau de permeabilidade do solo da bacia.

e) A duração da precipitação de projeto é escolhida igual ao tempo de concentração da bacia  $t_c$ , pois considera que resultara na vazão máxima. Como o tempo de concentração é difícil de determinar, o autor sugere que se assuma que a precipitação de projeto é uniformemente distribuída sobre toda a bacia e que o tempo de concentração  $t_c$  é igual ao tempo de pico  $t_p$ . A altura total da chuva de projeto é obtida a partir de publicações disponíveis.

f) A precipitação efetiva total é obtida separando-se a parte anterior ao tempo de início do escoamento superficial no hidrograma da parte posterior a este tempo. A parte da precipitação após o início do escoamento superficial é multiplicada pelo coeficiente de escoamento superficial  $C$  para se obter a precipitação efetiva. BRAKENSIEK e OVERTON (1964) criticam esta separação da precipitação, principalmente devido a que em muitos casos o tempo de início do escoamento superficial pode ser posterior ao término da precipitação, e portanto a precipitação efetiva também seria nula, embora ocorra o hidrograma de escoamento superficial. Este foi o procedimento utilizado pelo autor quando formulou o método e portanto tinha a disposição os hidrogramas observados. Tendo-se uma precipitação de projeto, para se obter o hidrograma resultante, o autor indica que como o volume do hidrograma é diretamente proporcional ao escoamento superficial total, este pode ser obtido multiplicando a precipitação de projeto pelo coeficiente de escoamento superficial, o qual é determinado de um mapa de solos.

g) O cálculo da vazão de pico do hidrograma pode ser feito pela equação (2.31), sendo que o valor de  $f(n, t_p)$ , para vários valores do argumento  $n$  da função Gama, são apresentados na tabela 2.5.

h) A partir do hidrograma adimensional, do tempo de pico  $t_p$  e da descarga máxima  $Q_p$  pode-se obter o hidrograma de projeto.

No estudo considera-se que o período de retorno da vazão de pico é o mesmo da chuva de projeto.

Seja:

Tabela 2.5 - Valores de  $f(n, t_p)$  em função do argumento da função gama  $n$  do método de I-Pai-Wu (WU, 1963)

n	$f(n, t_p)$
1.4	0.210
1.6	0.272
1.8	0.323
2.0	0.368
2.2	0.409
2.5	0.463
3.0	0.540
4.0	0.672
5.0	0.782
6.0	0.878
7.0	0.972
8.0	1.041
9.0	1.150
10.0	1.180



$$t_p = c_1 \cdot t_c \quad (2.40)$$

onde:

$c_1$  é uma constante

Substituindo a equação(2.40) na equação (2.31)

tem-se:

$$Q_p = \frac{A \cdot P_e}{c_1 \cdot t_c} \cdot f(n, t_p) \quad (2.41)$$

WU (1963) mostra que a equação (2.41) tem a forma da fórmula do método Racional, ou seja:

$$Q_p = C \cdot I_m \cdot A$$

onde:

$$C = \frac{f(n, t_p)}{c_1}$$

e

$$I_m = \frac{P_e}{t_c}$$

SPRINGALL (1969) apresenta o Método de I-Pai-WU como um dos métodos para se obter as vazões máximas e o hidrograma de enchente em uma bacia pequena. O outro método apresentado é o método de Ven Te Chow. Neste trabalho também faz uma análise climatológica das diversas regiões do México. Recomenda o uso da equação intensidade-duração-frequência para se obter a intensidade da precipitação, para a duração de projeto. Multiplicando esta intensidade pela duração obtém a altura de precipitação total. A partir deste valor, para se obter a precipitação efetiva utiliza o mesmo procedimento do Método de Ven Te Chow.

Costa (1964) ao analisar o método proposto por WU (1963) propôs modificações. Sendo:

$$V_1 + V_2 = V = A \cdot P_e$$

onde:

$V_1$  é um volume de escoamento superficial correspondente a parte em ascensão do hidrograma (do início do escoamento superficial até o pico do hidrograma);

$V_2$  é o volume restante do hidrograma de escoamento superficial (após o pico).

Assumiu que o ramo ascendente do hidrograma pode ser substituída por uma linha reta, sem grandes erros, e obteve-se:

$$Q_p = \frac{2 \cdot V_1}{t_p} = \frac{2 \cdot V_1}{V} \cdot \frac{V}{t_p} \quad (2.42)$$

Comparando a equação (2.42) com a equação (2.41) obtem-se:

$$f(n, t_p) = \frac{2 \cdot V_1}{V}$$

O fator  $2 \cdot V_1/V$  expressa a parte do escoamento superficial que contribue para a vazão de pico e dá uma idéia intuitiva do significado do efeito de retardamento por armazenamento, nos contribuintes e no escoamento superficial. Se  $V_1 = V_2$  a contribuição é máxima e  $2 \cdot V_1/V = 1$ . Se  $V_2 > V_1$ , como geralmente ocorre em bacias naturais,  $2 \cdot V_1/V < 1$  expressa a correspondente redução na vazão de pico.

Continuando em sua análise, COSTA (1964) considerando o tempo de duração da precipitação igual ao tempo de concentração  $t_c$ ,  $P = I \cdot t_c$  a altura de precipitação total e  $c_2 = P_e/P$  o coeficiente de escoamento superficial volumétrico e sendo:

$$V = c_2 \cdot t_c \cdot I \cdot A = P_e \cdot A$$

resulta da equação (2. ~~41~~<sup>42</sup>) que:

$$Q_p = \frac{2 \cdot V_1}{V} \cdot \frac{t_c}{t_p} \cdot c_2 \cdot I \cdot A \quad (2.43)$$

O fator  $t_c/t_p$  expressa o efeito do retardamento entre o fim da chuva e o momento da descarga de pico mas, de acordo com certos

conceitos, isto inclui também o efeito do tempo entre o início da chuva e o início do escoamento no rio ou canal. Comparando as equações (2.37) e (2.41), o coeficiente de escoamento superficial global resulta:

$$C = \frac{2 \cdot V_1}{V} \cdot \frac{t_c}{t_p} \cdot c_2$$

onde:

$$f = 2 \cdot \frac{V_1}{V} \quad (2.44)$$

e portanto resulta:

$$C = f \cdot \frac{c_2}{c_1} \quad (2.45)$$

Segundo COSTA (1964), o fator  $c_1 = t_c/t_p$  em bacias hidrográficas naturais deve ser, geralmente, menor que a unidade. Como  $Q_p$  depende de  $t_c/t_p$ , é importante a determinação do valor de  $t_c$ , embora um erro neste valor seja parcialmente compensado pelo valor de  $I$ , o qual varia inversamente proporcional a  $t_c$ .

Segundo PLANIDRO ( ) e UEHARA (1989) demonstra-se que (se o hidrograma é triangular, por hipótese):

$$f = \frac{2 \cdot V_1}{V} = \frac{2}{1 + \frac{t_r}{t_p}} \quad (2.46)$$

onde:

$t_r$  é o tempo do pico do hidrograma até o fim do escoamento superficial (parte descendente do hidrograma).

Admitindo que a relação  $t_r/t_p$  corresponda ao fator de forma da bacia  $F$ , definido pela relação entre o comprimento  $L$  do talvegue principal (da seção considerada ao ponto mais afastado da bacia de drenagem) e o diâmetro  $D$  do círculo que tem a mesma área  $A$  da bacia, tem-se:

$$F = \frac{L}{2 \left( \frac{A}{\pi} \right)^{1/2}} \quad (2.47)$$

então:

$$f = \frac{2}{1 + F} \quad (2.48)$$

Substituindo a equação (2.48) na equação (2.45) resulta:

$$C = \left( \frac{2}{1 + F} \right) \cdot \frac{c_2}{c_1} \quad (2.49)$$

O valor de  $c_1$  é avaliado para cada bacia de drenagem por:

$$c_1 = \frac{4}{2 + F} \quad (2.50)$$

Os valores do coeficiente de escoamento superficial volumétrico  $c_2$  são apresentados na tabela 2.6. Este valor deverá ser obtido pela ponderação dos coeficientes das diferentes áreas dentro da bacia, em função do grau de impermeabilidade.

Uma vez obtido o coeficiente  $C$  utilizando as equações (2.46) e (2.47) e também a tabela 2.6, PLANIDRO ( ) e UEHARA (1989) apresentam as seguintes equações para obter a vazão de pico  $Q_p$  e o volume total do hidrograma  $V$ :

$$V = 0,278 \cdot c_2 \cdot I \cdot t_c \cdot A^{0,9} \cdot k \quad (2.51)$$

e

$$Q_p = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A^{0,9} \cdot k \quad (2.52)$$

onde:

$V$  em  $m^3$ ;

$t_c$  em horas;

$Q_p$  em  $m^3/s$ ;

$C$  adimensional;

$I$  em mm/hora;

$A$  em  $km^2$ ;

$k$  é o coeficiente de distribuição espacial da chuva,

Tabela 2.6 - Coeficiente de escoamento superficial volumétrico  $c_2$  do método de I-Pai-Wu Modificado (PLANIDRO)

Grau de Impermeabilidade do solo	Cobertura tipo de solo	Uso do solo ou grau de urbanização	$C_2$
Muito Baixo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- terreno seco e muito arenoso</li> <li>- terreno com vegetação densa</li> <li>- terrenos planos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zonas verdes não urbanizadas</li> <li>- zonas de proteção de mananciais com vegetação densa</li> <li>- parques e áreas vazias</li> </ul>	0,10
Baixo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- com vegetação rala e/ou esparsa</li> <li>- solo arenoso seco</li> <li>- terrenos cultivados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zonas especiais (Universidade, cemitério, aeroport hipódromo)</li> </ul>	0,30
Médio	<ul style="list-style-type: none"> <li>- terrenos com manto fino de material poroso</li> <li>- solos com pouca vegetação</li> <li>- gramados amplos, prados e campinas</li> <li>- declividades médias</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zona residencial lotes amplos (maiores que 1000m<sup>2</sup>)</li> <li>- zona residencial rarefeita</li> </ul>	0,50
Alto	<ul style="list-style-type: none"> <li>- terrenos pavimentados com declividades médias</li> <li>- solos argilosos ou pantanosos</li> <li>- terrenos rochosos estéreis ondulados</li> <li>- vegetação quase inexistente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zona residencial densa com lotes pequenos (100 a 1000 m<sup>2</sup>)</li> <li>- zona de apartamentos e edifícios comerciais</li> </ul>	0,70
Muito Alto	<ul style="list-style-type: none"> <li>- terreno pavimentado com declividades fortes</li> <li>- terrenos de rocha viva não porosa</li> <li>- terreno estéril montanhoso</li> <li>- vegetação inexistente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- zona de concentração de prédios comerciais e/ou residenciais</li> </ul>	0,90

adimensional.

Para levar em conta o efeito do escoamento superficial e a acumulação da água no leito dos cursos de água e das galerias adotam um expoente 0,9 sobre o valor da área de drenagem.

O coeficiente de distribuição espacial da chuva  $k$  pode ser obtido da figura 2.1, em função da área de drenagem e do tempo de duração da chuva (que foi adotada igual ao tempo de concentração).

UEHARA (1969) e PLANIDRO ( ) recomendam que o tempo de concentração seja estimado pela equação (2.22), sendo que  $S$  é a declividade média equivalente do talvegue, obtida da reta que tem sob si uma área equivalente àquela sob o perfil longitudinal do talvegue.

O método que utiliza as modificações propostas por COSTA (1964), juntamente com as de UEHARA (1969) e PLANIDRO ( ) é que foi denominado de Método de I-Pai-WU modificado. Tal método constitui um aprimoramento do Método Racional, e segundo UEHARA (1989) pode ser aplicado para áreas de até  $500 \text{ km}^2$ . Neste método, os fatores adicionados na fórmula racional referem-se ao armazenamento na bacia, à distribuição da chuva e a forma da bacia.

#### 2.4 - Hidrograma Unitário Sintético Triangular do "Soil Conservation Service" (HUT - SCS)

Este método foi desenvolvido pelo Engenheiro Victor Mockus, em 1952, com a finalidade de se obter um hidrogrma unitário sintético, baseado num hidrograma adimensional. Este hidrograma adimensional é o resultado da análise de um grande número de hidrogramas unitários naturais de bacias das mais variadas localizações e extensões dos Estados Unidos. É aplicável as bacias hidrográficas nas quais a vazão máxima é formada principalmente pelo escoamento superficial (direto) de precipitações em forma de chuva (USBR(1977), WILKEN(1978), McCUEN(1982). HJELMFELT e CASSIDY(1975) recomendam o método para bacias com áreas menores que  $2600 \text{ km}^2$ .

Para se obter o hidrograma unitário triangular é necessário determinar a vazão de pico  $q_p$ , o tempo de pico  $t_p$  e o tempo de base  $t_b$ , conforme apresentado na figura 2.6, onde:

HUT é o hidrograma Unitário Triangular

HU é o hidrograma Unitário Curvilíneo

P é a precipitação que produziu o Hidrograma Triangular.

D é a duração da precipitação do hidrograma unitário, em horas.

$t_p$  é o tempo de pico em horas. (tempo do início do escoamento superficial ao pico do hidrograma)

$t_r$  é o tempo de recessão em horas.

$t_b$  é o tempo de base.

$t_1$  é o tempo de retardamento em horas (tempo do ponto médio de precipitação ao pico do hidrograma)

$q_p$  é a vazão máxima em  $m^3/s$ .

$q_i$  é a intensidade de pico em cm/hora

$P_e$  é o volume de escoamento superficial ou precipitação efetiva, em cm.

Usando o hidrograma triangular da figura 2.6 tem-se:

$$P_e = \frac{q_i \cdot t_p}{2} + \frac{q_i \cdot t_r}{2}$$

$$q_i = \frac{2 \cdot P_e}{t_p + t_r}$$

Supondo  $t_r = H \cdot t_p$ , na qual H é uma constante que se determina para cada bacia:

$$q_i = \frac{2 \cdot P_e}{(1+H) \cdot t_p}$$

Convertendo-se cm/h em  $m^3/s$  e introduzindo-se a área de drenagem A em  $Km^2$  ( $1 \text{ cm/h} = 2,78 \text{ m}^3/s.km^2$ ) resulta:

$$q_p = \frac{2 \cdot 2,78}{1 + H} \cdot \frac{A \cdot P_e}{t_p}$$

ou:

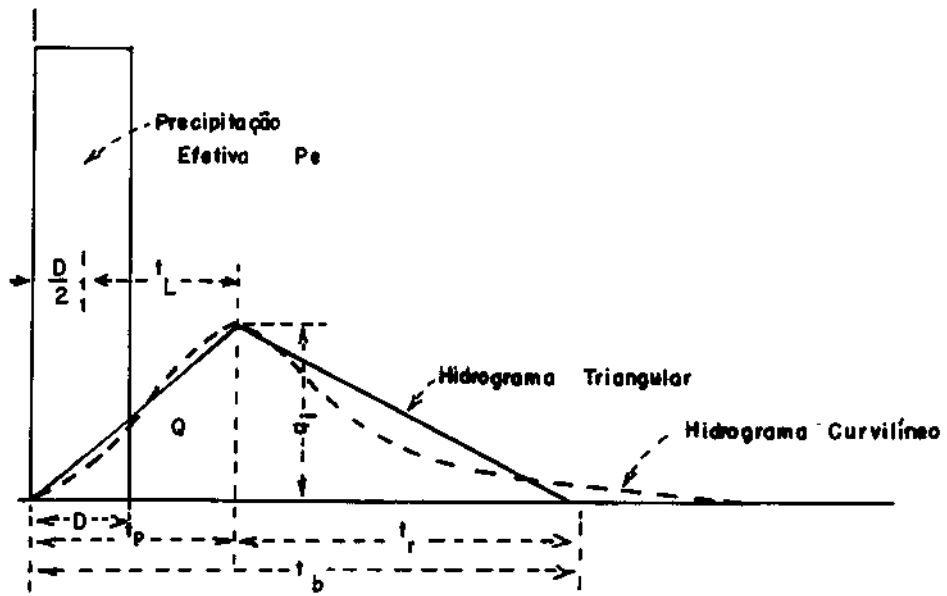


Figura 2.6 - Hidrograma Unitário Curvilíneo e Triangular do SCS

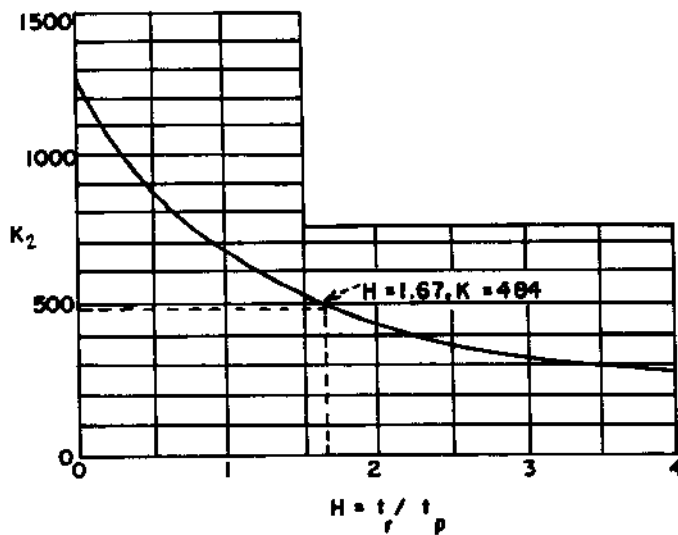


Figura 2.7 - Gráfico de  $K_2$  em função de  $H$  do HUT-SCS (USBR, 1977)



$$q_p = \frac{k_2 \cdot A \cdot P_e}{t_p} \quad (2.53)$$

onde:

$$k_2 = \frac{5,56}{1 + H} \quad (2.54)$$

O valor H é uma constante que para uma determinada vazão pode ser calculada com os hidrogramas registrados. Das análises feitas pelo USBR (1977) representadas na figura 2.7, conclui-se que o valor médio de H = 1,67. Adotando-se este valor, resulta da equação (2.54):

$$k = 2,08 \quad (2.55)$$

Também baseado nas análises efetuadas obteve-se:

$$t_1 = 0,6 \cdot t_c \quad (2.56)$$

e

$$t_r = 1,67 t_p \quad (2.57)$$

$t_c$  é o tempo de concentração da bacia.

O termo  $0,6 t_c$  é um fator empírico adotado por hidrólogos do "Soil Conservation Service" como representativo de  $t_1$ , tempo de retardamento, que se define como tempo em horas do ponto médio do excesso de precipitação, D, à hora de descarga máxima. Este fator depende do tempo de concentração  $t_c$ .

Da figura 2.6 e das equações (2.56) e (2.57) tem-se:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_1$$

ou

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c \quad (2.58)$$

e que:

$$\begin{aligned} t_b &= t_r + t_p \\ &= 2,67 \cdot t_p \end{aligned} \quad (2.59)$$

Substituindo as equações (2.55) e (2.58) em (2.53) resulta:

$$q_p = \frac{2,08 \cdot A \cdot P_e}{D/2 + 0,6 \cdot t_c} \quad (2.60)$$

Com os valores de  $q_p$ ,  $t_p$ ,  $t_b$  pode-se obter o hidrograma unitário sintético triangular. Pode-se construir um hidrograma curvilíneo com os valores de  $q_p$  e  $t_p$ , usando os valores da tabela 2.7, que foram obtidos das análises feitas pelo SCS em muitos hidrogramas unitários. Calculando-se um hidrograma com forma triangular, em vez de curvilínea, se abreviam os cálculos. O erro introduzido na forma produz um hidrograma ligeiramente mais severo, porque no triangular se distribue uma quantidade determinada de escoamento em um intervalo de tempo menor que no hidrograma curvilíneo, conforme figura 2.6.

A figura 2.6 e a tabela 2.7 representam o HU médio adimensional obtido pelo SCS, segundo McCUEN(1982). O tempo de base  $t_b$  deste HU é de aproximadamente 5 vezes o tempo de pico  $t_p$ , cerca de  $3/8$  ( $\cong 37,5\%$ ) do volume total ocorre antes de  $t_p$ , o ponto de inflexão do ramo descendente do hidrograma ocorre em aproximadamente  $1,7 \cdot t_p$  e o HU tem uma forma curvilínea. Ao se aproximar o HU curvilíneo por um triangular, o tempo de base do HUT - SCS é de somente  $8/3 \cdot t_p$  (comparado com  $5 \cdot t_p$  para o HU curvilíneo), mas as áreas sob o ramo ascendente nos dois HU são iguais.

O procedimento para se obter o hidrograma de projeto a partir do HUT - SCS é, em resumo, o seguinte:

a) Determina-se a chuva total de projeto, para uma duração igual ao tempo de concentração da bacia ou maior (ver item 2.2.3), para o período de retorno escolhido, usando uma equação intensidade - duração - frequência ou similar, conforme item 2.2.2. A equação (2.21) é a utilizada pelo USBR (1962), em seus exemplos, para o cálculo do tempo

Tabela 2.7 - Relações do Hidrograma unitário adimensional e da curva de massa (McCuen, 1982)

~~1~~

Relação de Tempos ( $t/t_p$ )	Relação de Vazões ( $q/q_p$ )	Relação das curvas de massa ( $Q_a/Q$ )
0	.000	.000
.1	.030	.001
.2	.100	.006
.3	.190	.012
.4	.310	.035
.5	.470	.065
.6	.660	.107
.7	.820	.163
.8	.930	.228
.9	.990	.300
1.0	1.000	.375
1.1	.990	.450
1.2	.930	.522
1.3	.860	.589
1.4	.780	.650
1.5	.680	.700
1.6	.560	.751
1.7	.460	.790
1.8	.390	.822
1.9	.330	.849
2.0	.280	.871
2.2	.207	.908
2.4	.147	.934
2.6	.107	.953
2.8	.077	.967
3.0	.055	.977
3.2	.040	.984
3.4	.029	.989
3.6	.021	.993
3.8	.015	.995
4.0	.011	.997
4.5	.005	.999
5.0	.000	1.000

de concentração.

b) Adota-se, em geral, uma distribuição uniforme da precipitação. Nos Estados Unidos são disponíveis distribuições críticas da precipitação, de acordo com a localização, segundo citado em USBR (1977) e McCUEN (1982).

c) Determina-se o número que representa o complexo solo - cobertura vegetal, denominando número da curva do escoamento superficial CN. Com este número estima-se o escoamento superficial, ou seja, a precipitação efetiva. Os métodos para se obter o número CN e a precipitação efetiva (escoamento superficial) estão apresentados no item 2.4.1.

d) Escolhe-se uma duração da chuva D que será utilizado para se obter o HUT - SCS. Comentários sobre o valor de D a ser adotado é apresentado no item 2.4.2.

e) Para a duração da chuva D escolhida, calcula-se o tempo de pico  $t_p$  (equação 2.58), o tempo de base  $t_b$  (equação 2.59) e a vazão de pico  $q_p$  (equação 2.60). Com estes valores obtém-se o HUT - SCS para uma precipitação efetiva unitária.

f) Como a chuva de projeto tem uma duração igual ao tempo de concentração  $t_c$ , que sempre é maior que D, divide-se a chuva de projeto em intervalos de tempo igual a D. Para cada uma dessas partes da chuva de projeto obtém-se a correspondente precipitação efetiva, como apresentado no item 2.4.1, e a partir dela se obtém um hidrograma, multiplicando a vazão máxima  $q_p$  do HUT - SCS pela altura de precipitação efetiva da parcela correspondente, permanecendo constante e igual os valores de  $t_p$  e  $t_b$  do HUT - SCS.

Quando se adota uma distribuição uniforme da precipitação, com a chuva total calcula-se a precipitação efetiva correspondente (item 2.4.1) e divide-se esta precipitação efetiva uniformemente em intervalos de tempo D. No método proposto pelo SCS, quando se adota uma distribuição crítica da precipitação, o que depende da localização geográfica da bacia nos Estados Unidos, monta-se uma tabela. Nesta, na primeira coluna estão os tempos de duração da chuva, em intervalos com a duração D, ou seja, de 0 - D, D - 2D, 2D - 3D, etc. Na segunda coluna são colocadas as partes da chuva total ocorrida dentro de cada

intervalo, de acordo com a distribuição da chuva adotada. Na coluna seguinte, são acumulados as partes da chuva da coluna anterior. Para cada valor acumulado da chuva se calcula a precipitação efetiva, conforme item 2.4.1, que será um valor acumulado da precipitação efetiva. Na coluna seguinte se determina a parte da precipitação efetiva correspondente a cada intervalo, cujos valores acumulados resultariam na coluna anterior. Estes valores são os da precipitação efetiva, para cada intervalo de tempo, a ser usado no cálculo do HUT - SCS.

Como já foi mencionado, multiplica-se a vazão máxima  $q_p$  do HUT - SCS pela precipitação efetiva, para cada intervalo. Em seguida, desloca-se os hidrogramas obtidos de um tempo equivalente ao tempo de duração de cada chuva  $D$ . O hidrograma do escoamento superficial resultante será obtido somando-se os valores da vazões dos hidrogramas sobrepostos.

CHOW (1962) ao fazer uma revisão bibliográfica dos métodos para se obter a vazão máxima em pequenas bacias, apresenta o método do SCS. Considera o método muito complicado, com certos detalhes que podem ser simplificados ou modificados de tal forma a se obter um método simples que pode ser usado para projetos práticos.

#### 2.4.1 - Estimativa do Escoamento Superficial (Precipitação Efetiva) pelo Método do "Soil Conservation Service SCS)"

Para se avaliar o escoamento superficial causado por determinada chuva, sobre uma área específica, o método proposto pelo SCS, citado por USBR (1977), SETZER E PORTO (1979) e McCUEN (1982) utiliza dados do solo e da cobertura vegetal.

São definidas três condições de umidade antecedente da bacia, também chamadas por SETZER e PORTO (1979) de condições de saturação do solo, que são:

Condição I: esta é a condição de uma bacia na qual os solos estão secos, porém não até o ponto de murchamento das plantas, é quando se ara ou se cultiva bem o solo.

Condição II: é o caso médio das condições das bacias que

precederam a ocorrência da cheia máxima anual em numerosas bacias.

Condição III: quando choveu muito ou choveu pouco e ocorreram baixas temperaturas durante os 5 dias anteriores a tormenta, e o solo esta quase saturado.

Segundo o SCS (1957) uma das três condições de umidade antecedente pode ser obtida da precipitação total dos 5 dias antecedentes. As tabelas 2.8 e 2.9 indicam a condição antecedente em função da precipitação total dos 5 dias antecedentes e da estação do ano, ou sem considerar a estação do ano. Em geral, considerar a estação do ano da melhor resultado. Os valores da precipitação total, em ambas as tabelas, varia ligeiramente com o tipo de solo e a cobertura vegetal, mas o uso das tabelas 2.8 e 2.9 dá bons resultados. As condições antecedentes considerando 5 dias é o período mínimo e períodos maiores, tal como duas semanas, podem ser considerados, mas o trabalho adicional nem sempre produz uma precisão adicional.

PORTO (1988) cita que a experiência do SCS permite a indicação de valores aproximados dos parâmetros da fórmula de Horton para a infiltração:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

onde:

$f_0$  é a taxa de infiltração no instante inicial;

$f_c$  é a taxa de infiltração constante quando o tempo  $t \rightarrow \infty$ ;

$f$  é a taxa de infiltração no tempo  $t$ ;

$k$  é a constante que depende do tipo de solo.

Os valores aproximados dos parâmetros  $f_0$ ,  $f_c$  e  $k$ , associados a cada grupo hidrológico do solo, estão apresentados na tabela 2.10.

O método proposto pelo SCS divide os tipos de solo em quatro grandes grupos hidrológicos, da seguinte maneira (USBR, 1977):

Grupo A - (com um potencial mínimo de escoamento superficial) inclui as áreas profundas com pouco limo e argila, e também é muito permeável. Alta taxa de infiltração.

**Tabela 2.8 - Condições de Umidade Antecedente não considerando a estação do ano (SCS;1967)**

Condição	precipitação nos 5 dias antecedentes, em mm
I	menos que 12
II	12 à 17
III	mais que 17

**Tabela 2.9 - Condições de Umidade Antecedente considerando a estação do ano (SCS,1957)**

Condição	precipitação nos 5 dias antecedentes, em mm	
	estação seca	estação umida
I	menos que 12	menos que 36
II	12 à 28	36 à 53
III	mais que 28	mais que 53

Tabela 2.10 - Valores aproximados dos parâmetros da fórmula de Horton de acordo com a classificação Hidrológica do Solo do SCS. (PORTO, 1988).

Parâmetro da fórmula de Horton	Grupo Hidrológico do Solo			
	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Tipo D
$f_0$ (mm/h)	250	200	130	80
$f$ (mm/h)	25	13	7	3
K	2	2	2	2

Tabela 2.11 - Valores da taxa de infiltração mínima usadas na identificação do grupo hidrológico do solo (McCUEN, 1982)

<u>Grupo</u>	<u>Taxa Mínima de Infiltração (mm/hora)</u>
A	7,6 - 11,4
B	3,8 - 7,6
C	1,3 - 3,8
D	0 - 1,3



Grupo B - a maior parte dos solos arenosos, menos profundo ou menos compacto que o grupo A, porém o grupo em conjunto tem uma infiltração média superior depois de completamente molhado.

Grupo C - compreende os solos pouco profundos e que contem muita argila e colóides, ainda que em menor proporção que os do grupo D. O grupo tem uma infiltração inferior a média depois de saturado.

Grupo D - (tem um alto potencial de escoamento superficial) compreende a maior parte das argilas que aumentam de volume ao molhar-se, porém também incluem alguns solos pouco profundos com horizontes quase impermeáveis próximo a superfície.

Segundo McCUEN (1982), de acordo com o SCS o grupo do solo pode ser identificado usando um dos seguintes três caminhos: características do solo, levantamentos do solo do município ou a taxa mínima de infiltração. Para a identificação as características do solo associada com cada grupo são:

Grupo A: areia profunda, solo organico ("loess") profundo, torrões de silte (agregado).

Grupo B: solo organico ("loess") pouco profundo, argila arenosa.

Grupo C: argila de alta plasticidade, argila arenosa pouco profunda, solos com baixo conteúdo orgânico e solos ricos em argila.

Grupo D: solos que se expandem significativamente quando molhado, argila altamente plástica e certos solos salinos.

Nos Estados Unidos, os levantamentos do solo do município, feitos pelo SCS fornecem uma descrição detalhada do solo e sua localização. Este é normalmente o melhor meio de identificar o grupo do solo naquele país.

A identificação pode ser feita pela taxa de infiltração mínima usando-se os valores da tabela 2.11.

SETZER e PORTO (1979) baseando-se em estudos pedológicos havidos em todas as formações geológicas do Estado de São Paulo e em fotografias aéreas, e aproveitando a idéia do SCS, dividiram o solo em cinco grandes grupos hidrológicos, definidos da seguinte forma:

A - Solos arenosos com baixo teor de argila total, inferior a uns 8% , não há rocha nem camadas argilosas e nem mesmo densificadas

até a profundidade de 1,5 m. O teor de húmus é muito baixo, não atingindo 1%. Com um potencial mínimo de escoamento superficial. Alta taxa de infiltração.

B - Solos arenosos menos profundos que os do grupo A e com maior teor de argila total, porém ainda inferior a 15%. No caso de terras roxas este limite pode subir a 20% graças a maior porosidade. Os dois teores de húmus podem subir, respectivamente, a 1,2 e 15%. Não pode haver pedras e nem camadas argilosas até 1,5 m, mas é quase sempre presente camada mais densificada que a camada superficial. Taxa de infiltração superior à média.

C - Solos barrentos com teor total de argila de 20 a 30%, mas sem camadas argilosas impermeáveis ou contendo pedras até a profundidade de 1,2 m. No caso de terras roxas, estes dois limites máximos podem ser 40% e 1,5 m. Nota-se a cerca de 60 cm de profundidade camada mais densificada que no grupo B mas ainda longe das condições de impermeabilidade. Taxa de infiltração média.

D - Solos argilosos (30-40% de argila total) e ainda com a camada densificada a uns 50 cm de profundidade. Ou solos arenosos como B, mas com camada argilosa quase impermeável ou horizonte de seixos rolados. Alto potencial de escoamento superficial.

E - Solos barrentos como C, mas com camada argilosa impermeável ou com pedras. Ou sem tal camada, mas o teor total de argila supera 40%. No caso de terras roxas este teor pode subir a 60% (no caso D, 45%). O mais alto potencial de escoamento superficial.

Segundo SETZER e PORTO (1979) na tabela 2.12, apresenta-se uma avaliação preliminar da percentagem de cada um dos cinco grupos hidrológicos, de solos existentes nas seis zonas ecológicas (isto é, as que apresentam certa unidade do conjunto solo e clima) do Estado de São Paulo, por sua vez subdivididas em duas sub-zonas (parte mais quente q e menos quente f).

Na figura 2.8 está o mapa do Estado de São Paulo subdividindo em 6 zonas ecológicas, distinguindo-se em cada duas sub-zonas, tendo-se que as zonas são:

- |                   |           |
|-------------------|-----------|
| 1 - Arenito Bauru | ABq e ABf |
| 2 - Serra Geral   | SGq e SGf |

Tabela 2.12 - Fonte: SETZER e PORTO(1979)

AVALIAÇÃO TENTATIVA DA PERCENTAGEM DE CADA UM DOS CINCO GRUPOS  
HIDROLÓGICOS DE SOLO POR ZONA ECOLÓGICA NO ESTADO DE SÃO PAULO

nº do tipo de solo	descrição do tipo de solo	GRUPO HIDROLÓGICO				
		A	B	C	D	E
<b>ZONA ECOLÓGICA ARENITO SAURU ABq</b>						
1	Solos arenosos de arenito Bauru quase isento de cimento calcário, topografia quase plana, pastos e cerrados mais ou menos matizados, cultivos muito raros. Exemplos: Sud Menonucci, vale dos rios Santa Rita e Marinheiro.	65	30	5	-	-
2	Solos do mesmo arenito com cimento calcário, topografia ondulada, cultivados intensamente, pouca pastagem. Exemplos: Monte Alto, Monte Azul, Mirassol, espigão de E.F. Noroeste de Rubiacas e Murutinga; de Rubiacas e Alto Alegre; espigão de E.F. Araraç, de Dobrada e Catiguá.	60	30	10	-	-
3	Pequena fração de basalto em meio a arenito Bauru intermediário entre os dois tipos anteriores, portanto uma terra roxa arenosa. Exemplos: Içá, Ibitinga, Nova Europa, Itapura. Bem cultivado.	30	55	10	5	-
<b>ZONA ECOLÓGICA ARENITO SAURU ABf</b>						
4	Como 1, mas com inverno mais frio e menos seco. Exemplos: Indiana, Martinópolis; meia encosta dos afluentes do Paranapanema de Rancharia e Nandiriba e de Piratuna e Ubirajara; entre Agudos e Lancois e entre Araiópolis e Domélia.	60	35	5	-	-

nº do tipo de solo	descrição do tipo de solo	GRUPO HIDROLÓGICO				
		A	B	C	D	E
5	Como 2, mas com inverno mais frio e menos seco. Exemplos: planalto de Garça a Pompeia; espigão de Lucélia e Drecene e de Pirapozinho a Santo Anastácio através de Presidente Prudente. <b>ZONA ECOLÓGICA SERRA GERAL SGq</b>	55	35	10	-	-
6	Terras de arenito Bauru não calcífero no planalto Franca-Pedregulho, Brodosqui-Batatais-Nuporanga, São Carlos-Ibaté e na serra de Itaqueri, Carrados e pastos pobres, topografia suave.	80	20	-	-	-
7	Basaltos da Serra Geral originando terras roxas e sendo pedregosas e mais ricas, as únicas de topografia acidentada. Intensamente cultivados. Exemplos: vales do rio Grande, do Sapucaí, do rio Pardo a jusante de Ribeirão Preto, do Moji-Guaçu a jusante de Rincão, do Tietê entre Igarapá e Jacanga; e entre Cravinhos e Cajuru.	-	-	80	15	5
8	Terras roxas arenosas devido à mistura ou influência de arenitos pobres Bauru e Botucatu, também chamadas "terra roxa de campo". Topografia suave. Pouco cultivo, com calagem e adubações fortes. Quase sempre pastagens ou cerrados. Exemplos: entre Morro Agudo e rio Pardo, marg. esq. do rio. da Onça, na transição do tipo seguinte para o anterior.	65	25	10	-	-
9	Solos de arenito Botucatu, São as terras arenosas mais pobres do Estado, como entre Serrana e Casa dos Coqueiros e daí pela divisã com Minas até Ibitaci; entre São Simão e Tambau, entre Rio Claro e Descalvado, entre Itirapina, Boa Esperança e Bocalina e entre Ibitiruna, Vitoriana, Santa Maria, Mineiros, São Pedro e Aguas de São Pedro. São os campos cerrados mais pobres do Estado, porém com a topografia mais suave. <b>ZONA ECOLÓGICA SERRA GERAL SGf</b>	80	20	-	-	-
10	Terras roxas ricas como o tipo 7, mas de inverno mais frio e menos seco. Exemplos: vale do Paranapanema, desde Piraju até Ipeá e Porcatu; vale do seu afluente rio Pardo a jusante de Santa Bárbara e vale de outro afluente, o Capivara, a jusante de Maracá.	-	-	85	10	5
11	Terras roxas arenosas como tipo 8, mas de inverno mais frio e menos seco, com maior percentagem de área cultivada e sob pastagem em detrimento do cerrado, quase ausente. Exemplos: nos municípios de Assis, Piratuna, Campos Novos, São Pedro do Turvo, Sodrélia, Oio.	55	30	15	-	-
12	Solos de arenito Botucatu como o tipo 9, porém de inverno mais frio e menos seco, com relativamente menor área de campo-cerrado e maior sob pastagem. Exemplos: entre Pirambola, Bofete e Parúinho; e daí pelo vale do Paranapanema quase desde Guareí, Angatuba, Paranapanema, Itai, Tejupe e Sarutaiá.	70	30	-	-	-
<b>ZONA ECOLÓGICA DEPRESSÃO PALEOZOICA DPq</b>						
13	Terras argilosas claras de folhelhos da formação Corumbataí e do Grupo Tubarão, geralmente nos vales, quase sempre cultivados e em topografia bem ondulada. Exemplos: no vale do rio Piracicaba a jusante da cidade do mesmo nome, ao longo do Tietê entre Anhembi e Laran, perto de Charqueada e Ipeúna, no rio Corumbataí a jusante da cidade deste nome, perto de Leme e de Tambau.	-	-	20	45	35
14	Terras arenosas de arenitos Tubarão e Corumbataí, geralmente nas lombadas, pouco cultivadas, quase sempre pastagens, mas há cerrados e campos cerrados muito pobres. A	60	30	10	-	-

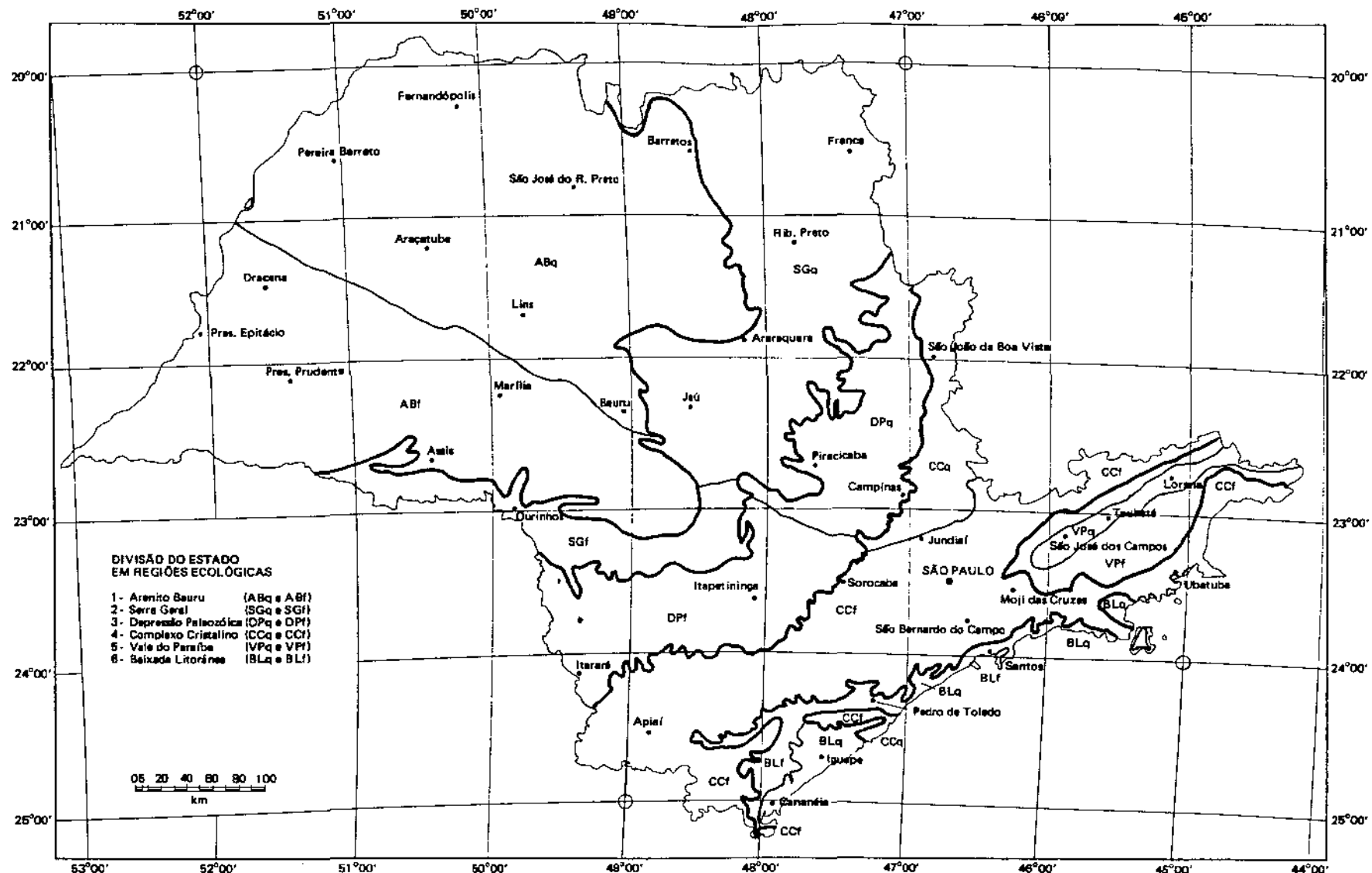
Tabela 2.12 - continuação

nº do tipo de solo	descrição do tipo de solo	GRUPO HIDROLÓGICO					nº do tipo de solo	descrição do tipo de solo	GRUPO HIDROLÓGICO				
		A	B	C	D	E			A	B	C	D	E
		percentagens							percentagens				
15	topografia é suave. As cores dos solos são mais avermelhadas e alaranjadas que no tipo anterior. Exemplos: vale do rio Pardo nos municípios de Casa Branca, Mococa; vale do Moji-Guaçu nos municípios deste nome, Conchal, Araras, Leme, Aguaf, Piracurunga; nos municípios de Moji-Mirim, Campinas e Indaiatuba.	-	-	75	20	5	25	ZONA ECOLÓGICA COMPLEXO CRISTALINO CCq	5	35	10	20	30
16	Terras roxas misturadas dos siltos de diabásio, intensamente cultivadas, algumas quase tão ricas como os tipos 7 e 10, a topografia sendo cooperável. Exemplos: Itobi, Sta. Cruz das Palmeiras, Sta. Rita do Passo Quatro, a W do rioirão dos Forcos em S. João da Boa Vista, a E de Leme, ao S de Araras, nos municípios de Itacarépolis e Sta. Gertrudes, a E de Cordeirópolis, ao N de Itapira, ao N de Santo Antonio de Posse, de Campinas, de Americana e de Porto Feliz.	60	25	15	-	-	26	Solos de gnaisses mesocráticos, micaxistos quartzosos, pegmatitos, quartzodioritos. São geralmente solos mais escuros que os do tipo anterior, com o alaranjado tendendo para o escarvado e o vermelho para marrom. O teor de areia grossa é bem menor e o de argila maior (20-30%). Horiz. de seixos menos comum mas o argiloso ainda mais frequente. O cultivo é bastante intenso apesar da topografia acidentada. Exemplos: de permaio com os solos do tipo anterior, nos trajetos citados.	-	20	30	30	20
17	Terras amoxeadas barrentas com concreções de sílex, apedregadas de bonoca, dos folhelhos e siltitos da formação Irati, quase todas cultivadas. Topografia ondulada. Exemplos: Assistência, Piasicaba, Rio das Pedras, Saltinho, Marieta, Laranjal.	10	20	60	10	-	27	Solos de gnaisses melanocráticos (alto teor de biotita e hornblenda), anfíbolitos, intrusivos alcalícos com quartzo (só no planalto de Poços de Caldas), granodioritos, calcários silíceos, micaxistos, rochas com pouco quartzo, formando solos argilosos (30-40% de argila total) quase sem areia grossa, denominados massapés na nomenclatura popular. As camadas com seixos rolados são ainda mais frequentes que no caso anterior, mas não são menos frequentes camadas quase impermeáveis. O cultivo só não é intenso onde a topografia é montanhosa ou faltam vias de acesso. Além da área indicada no mapa, estes solos ocorrem também ao pé das serras do Mar e Paranapiacaba subindo até altitudes de 400-450 m no litoral N e na ilha de São Sebastião, e 250-300 m no litoral S. (acima destas altitudes é CCf)	-	10	40	20	30
18	Terras arenosas com seixos arredondados, por vezes estrididos (glaciais), ora apedregados quando a rocha mãe é tilito, ora formando camada quando se trata de conglomerato. Exemplos: entre Moji-Mirim, Conchal, Artur Nogueira e Limeira.	50	25	15	10	-	28	Solos de rochas insaturadas do Cristalino ou isentas de quartzo, como filitos, gabros, diabásios, dioritos, peridotitos (ex.: ao N de Serra Negra), fonolitos e outras alcalícas sem quartzo. Excluindo os solos filíticos, que podem ser alaranjados ou vermelhos por terem sido decapitados em consequência da impermeabilidade, os derivados das outras rochas são desde marrons a cinzentos escuros, mas a decapitação em declives fortes pode clarear fortemente estas cores. O cultivo é o mais intenso da zona ecológica. Os diabásios que quase sempre ocorrem em veios e diques estreitos, não concorrem na formação de solos por falta de expressão horizontal.	-	-	50	15	35
19	ZONA ECOLÓGICA DEPRESSÃO PALEOZÓICA DPf Como o tipo 13, porém menos frequente. Exemplos: nos municípios de Taquerituba, Cel. Macedo, Taguaí, Tejuapá, Fartura e no vizinho município paranaense de Carlópolis; também no vale do rio Itapetininga.	-	-	30	40	30	29	ZONA ECOLÓGICA COMPLEXO CRISTALINO CCf Como o tipo 25, porém são geralmente solos mais escuros graças à decomposição mais lenta dos detritos orgânicos por causa de temperaturas mais baixas o ano inteiro. O inverno é bem mais úmido, mas temperaturas médias inferiores a 15°C (junho a agosto) não favorecem a atividade microbiana. A camada densificada é no geral ainda menos permeável que no tipo 25 pelo aumento de seixos e da umidade graças à menor evapotranspiração e, no geral, maior pluviosidade que na zona CCq. É relativamente maior a área dedicada à pastagem e menor ao cultivo por que este tipo de solo	5	30	15	20	30
20	Como o tipo 14, porém de maior extensão e variabilidade, havendo até casos de larga predominância de areias grossas sobre as finas, como na região de Itapetininga. Outros exemplos abundam no quadrilátero Itararé-Itai-Itapetininga-Gracelandino.	50	35	15	-	-	24	Como o tipo 18, mas com inverno mais frio e menos seco, os solos sendo de cores mais pálidas, amareladas e acinzentadas. Ocorrem nas áreas do tipo 20.	50	30	10	10	-
21	Solos arenosos rasos do Devoniano, por vezes mal recobridos extensas lajes de arenito. Só ao S e a SE de Itararé. Topografia suave, exceto onde as lajes formam degraus e até escarpas muito irregulares.	55	25	-	20	-							
22	Como o tipo 15, mas com inverno mais frio e menos seco. Quase exclusivamente nos municípios de Timburi, Fartura, Taguaí, Taquerituba e Cel. Macedo.	-	-	70	20	10							
23	Como o tipo 16, mas com inverno mais frio e menos seco; e não somem mais de 100 km <sup>2</sup> , as manchas mais conspícuas sendo perto das cidades de Capela do Alto, Tatuf, Angatuba, Buri, Barão de Antonina, e ao N de Itararé e de Capão Bonito.	45	35	20	-	-							

Tabela 2.12 - continuação

nº de tipo de solo	descrição do tipo de solo	GRUPO HIDROLÓGICO				
		A	B	C	D	E
	abrange as terras mais altas das serras da Mantiqueira, da Bocaina, do Mar e Paranaipicaba.					
30	Como o tipo 26, mas com diferença semelhante à que existe entre o tipo anterior e o 25, porém com área menor dedicada à pastagem e maior ao cultivo por que geralmente o tipo 30 não ocorre no alto das serras citadas, e portanto a topografia não é tão montanhosa e o acesso mais fácil.	-	10	30	25	30
31	Como o tipo 27, mas com diferença semelhante à que existe entre os tipos 29 e 25, porém o tipo 31 é mais raro que o 27 por motivos puramente geológicos, mas quase totalmente cultivado, exceto no maciço de Itatiaia, de solos excessivamente rasos, montanhosos e frios, e no alto da ilha de São Sebastião e da serra de Arapicaba por serem áreas montanhosas, de difícil acesso e de solos rasos. Os calcários são lentes quase verticais e porisso estreitas, sem expressão horizontal.	-	5	30	20	45
32	Como o tipo 28, mas ainda mais procurado para o cultivo. Assim mesmo há áreas de filito tão tremendamente erodidas em declives fortes que tiveram de ser reflorestadas ou abandonadas à pastagem, como entre Nazaré e Pirapora do Bom Jesus, entre Caieiras e Santana do Parnaíba e ao longo das margens setentrionais da represa de Itaparanga.	-	-	50	10	40
	<b>ZONA ECOLÓGICA VALE DO PARAÍBA VPq</b>					
33	Solos pretos de várzea praticamente sem escoamento superficial devido ao empocamento, evaporação e infiltração graças à ausência de declividade, cultivo intenso e com rede de canais. São terras argilosas e com camada densificada, mas geralmente não impermeável graças à grande porosidade que pode ultrapassar 80%.	-	-	90	-	10
34	Solos argilosos alaranjados a vermelhos de sedimento cenozóico encalcante de várzea, quimicamente pobres e muito maltratados pela erosão devido à topografia fortemente ondulada e permeabilidade fraca. A ocupação humana é quase só pastagem com alto teor de gramíneas daninhas. A área contorna a várzea desde Cachoeira até Jacareí, continuando para SW ao longo da encosta direita do rio Paratê até penetrar no município de Moji das Cruzes.	-	-	40	5	55
35	Solos arenosos alaranjados claros do mesmo sedimento cenozóico. Antigamente eram campos-cerrados e ainda ostentam elementos xerófitos fora de trechos adubados. A maior área de solos deste tipo acha-se na região de São José dos Campos e, sendo altamente valorizada, sua aguda pobreza química está sendo dominada a poder de calcário e adubos, mas o cultivo ainda é pouco, predominando largamente a pastagem.	45	50	5	-	-
	<b>ZONA ECOLÓGICA VALE DO PARAÍBA VPf</b>					
36	Solos do Complexo Cristalino semelhantes ao tipo 25, distinguindo-se deste por estagem mais longa e mais quente, enquanto o verão é menos chuvoso e também mais quente, portanto de bem maior evapotranspiração, principalmente entre a serra do Mar e a zona VPq, penetrando até Igaratá. A pastagem predomina largamente sobre o cultivo que é muito pouco. As cores são tão claras como no caso dos solos do tipo 25.	5	25	10	40	20
37	Solos do Cristalino semelhantes ao tipo 26. A diferença é a que distingue o tipo 36 do tipo 25. Cultiva-se mais que o tipo anterior, mas a pastagem ainda predomina largamente. O reflorestamento é ainda mais raro que no tipo de solo anterior.	-	10	30	25	35
38	Solos do Cristalino semelhantes ao tipo 27, porém não há	-	-	40	25	35

nº de tipo de solo	descrição do tipo de solo	GRUPO HIDROLÓGICO				
		A	B	C	D	E
	rochas silíceas e prevalece a diferença que distingue o tipo 25 do 36. O tipo 38 é mais cultivado que os dois anteriores, mas a pastagem ainda predomina por ser mais nutritiva que nos dois tipos anteriores. Como nesta área não existem filitos e as rochas alcalícas e gabros ainda não foram descobertos, o tipo 38 torna-se pouco diferente do 27. E assim o tipo 39 já pode pertencer à					
	<b>ZONA ECOLÓGICA BAIXADA LITORÂNEA BLq</b>					
39	Solos arenosos das áreas marinhas de antigas praias, pois o mar já lembou o sopé das serras do Mar e da Paranaipicaba; bem como de todas as montanhas e morros cristalinos existentes entre as praias atuais e as serras marítimas. São solos de cor creme a acinzentada, extremamente arenosos e pobres devido à lavagem por precipitação abundante sem estagem e fortalecida por altas temperaturas. Mesmo onde houve mangues centenas de séculos atrás, com a regressão marinha ou elevação do continente (mais provável) do alto teor de húmus apenas sobrou a cor acinzentada e por vezes minúsculos restos de conchas. As tentativas de cultivo são muito raras.	90	10	-	-	-
40	Solos barrentos de sedimentação continental flúvio-lacustre que cobriram as áreas praiadas por vezes com camada tão delgada que a areia aparece na profundidade de 1½ a 2 m. São os solos mais cultivados da zona BLq, mas a ocupação humana é fraca por ser o clima insalubre na Baixada Litorânea; demasiadamente úmido e quente. Daí a quase inexistência de pecuária.	-	20	50	5	15
	<b>ZONA ECOLÓGICA BAIXADA LITORÂNEA BLf</b>					
41	Solos como tipo 40, porém afastados do mar ou atrás de serras, de modo que sofrem menor pluviosidade e a estagem está bem esboçada, porém ainda sem deficiência hídrica. São porisso os solos mais cultivados de toda a Baixada Litorânea. Na região de Registro a chuva média anual não atinge 1.500 mm, enquanto no litoral N alcança o dobro. As cores são alaranjadas com tonalidade entre acastanhada e acinzentada; topografia suave.	-	15	50	5	20



DIVISÃO DO ESTADO DE SÃO PAULO EM SEIS REGIÕES ECOLÓGICAS (cada uma subdividida em mais quente e mais fria)

Figura 2.8 - Fonte: SETZER e PORTO(1979)

3 - Depressão Paleozóica	DPq e DPf
4 - Complexo Cristalino	CCq e CCf
5 - Vale do Paraíba	VPq e VPf
6 - Baixa Litorânea	BLq e BLf

Uma vez localizada a bacia hidrográfica no mapa da figura 2.8 obtém-se a zona e a sub-zona ecológica do Estado de São Paulo. A partir desta informação, usando a tabela 2.12 se obtém uma indicação das porcentagens dos grupos hidrológicos que ocorrem no tipo de solo da bacia.

LOMBARDI NETO et al. (1989) baseando-se no trabalho denominado "Levantamento e Reconhecimento dos Solos do Estado de São Paulo" (BRASIL, 1960) fizeram uma associação das classes dos solos com os grupos hidrológicos do solo. Portanto, com a localização da bacia no mapa do trabalho citado acima tem-se as classes dos solos e as áreas que ocupam na bacia. Com a tabela 2.13 obtém-se para cada classe de solo o correspondente grupo hidrológico do solo. O estudo de LOMBARDI NETO et al. (1989), permite, portanto, que se obtenha diretamente os grupos hidrológicos do solo e as áreas que ocupam na bacia. SETZER e PORTO (1979) apresentam uma avaliação da percentagem de cada grupo hidrológico do solo existente na zona ecológica e não na bacia especificamente.

A figura 2.9 mostra a relação existente entre os grupos hidrológicos de solo e a taxa de infiltração, segundo as classificações de SETZER e PORTO (1979) e do SCS, citado em USBR (1977).

Nas tabelas 2.14 e 2.15 são relacionados os grupos hidrológicos do solo com o uso da terra, a defesa contra a erosão e a condição hidrológica de infiltração, segundo SETZER e PORTO (1979) e o SCS, respectivamente. O SCS apresenta outras tabelas para regiões e vegetações típicas dos Estados Unidos, apresentadas em USBR (1977) e McCUEN (1982). Das tabelas 2.14 e 2.15 obtém-se um número, denominado número de curva de escoamento superficial, ou simplesmente número da curva CN, no caso do método do SCS (no método de Ven Te Chow será denominado de número do escoamento superficial N). O número CN relaciona as condições citadas acima com a maior ou menor produção de

Tabela 2.13 - Agrupamento de solos segundo suas qualidades, características e resistência à erosão (LOMBARDI NETO et al., 1989)

Grupo	Grupo de resistência à erosão	Principais Características			Razão Textural(2)	Exemplos(3)	Índice
		Profundidade(1)	Permeabilidade(1)	Textura(1)			
A	alto	muito profundo (> 2,0m) ou profundo (1,0 a 2,0m)	rápida/rápida moderada/rápida	média/média m.argilosa/m.argilosa argilosa/argilosa	<1,2	LR, LE, LV, LVr, LVe, LH, LEa, e LVa	1,25
B	moderado	profundo (1,0 a 2,0m)	rápida/rápida rápida/moderada moderada/moderada	arenosa/arenosa arenosa/média arenosa/argilosa média/argilosa argilosa/m.argilosa	1,2 a 1,5	LJ, LVP, PV, PVL, Pln, TE, PVls, R, RPV-RLV, LEa(5) e LVa(5)	1,10
C	baixo	profundo (1,0 a 2,0m) moderadamente profundo (0,5 a 1,0m)	lenta/rápida lenta/moderada rápida/moderada	arenosa/média(4) média/argilosa(4) arenosa/argilosa arenosa/m.argilosa	>1,5	Pml, PVp, PVls, Pc e M	0,90
D	muito baixo	moderadamente profundo (0,5 a 1,0m) ou raso (0,25 a 0,50m)	rápida, moderada ou lenta sobre lenta	muito variável	muito variável	Li-b, Li-ag, gr, Li-fi, Li-ac e PVP (rasos)	0,75

(1) Segundo Manual para Levantamento do Meio Físico e Classificação de Terras no Sistema de Capacidade de Uso (LEPSCH et alii, 1983).

(2) Média da porcentagem de argila do horizonte B (excluindo B3) sobre média da porcentagem de argila de todo horizonte A.

(3) Abreviações segundo BRASIL, 1960.

(4) Somente com mudança textural abrupta entre os horizontes A e B.

(5) Somente aqueles com horizonte A arenoso.



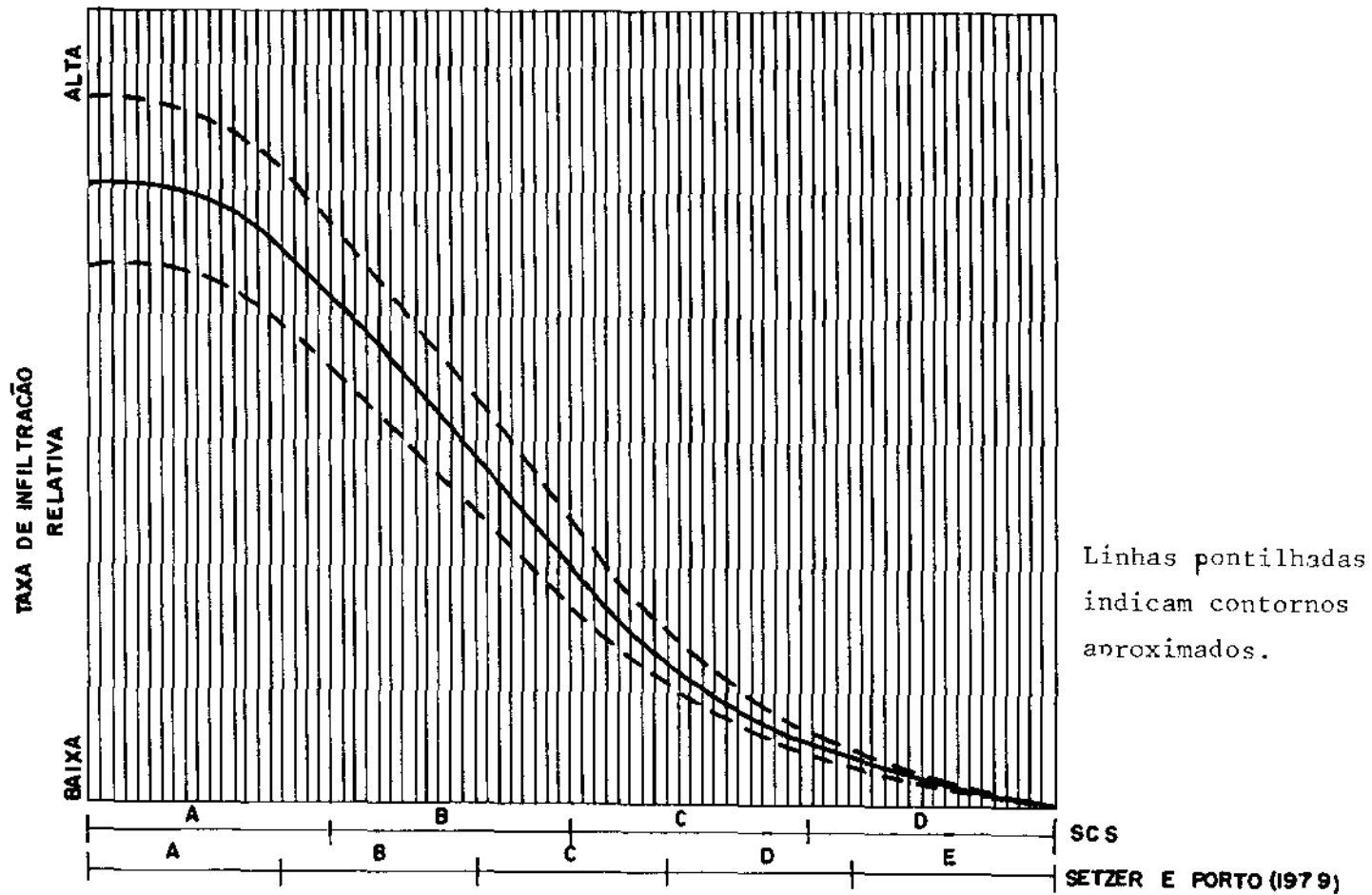


Figura 2.9 - Taxas de infiltração relativas aos grupos hidrológicos do solo (USBR, 1977 e SETZER e PORTO, 1979)

Tabela 2.14 - Fonte: SETZER e PORTO (1979)

**NUMERAÇÃO DAS CURVAS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL DE CHUVAS INTENSAS CONFORME O COMPLEXO HIDROLÓGICO DO SOLO COM A SUA COBERTURA VEGETAL**

cobertura vegetal ou tipo de uso do solo	defesa contra a erosão	situação hidrológica de infiltração	GRUPO HIDROLÓGICO DO SOLO				
			A	B	C	D	E
Arado, quase sem cobertura vegetal	SR	Más	65	80	88	92	95
	C	Boas	65	78	86	90	92
Cultivos de ciclo curto e arações frequentes	SR	Más	60	72	81	87	90
	SR	Boas	52	66	75	82	86
	C	Más	56	65	78	84	87
	C	Boas	48	60	72	78	82
	C-T	Más	52	62	74	80	84
	C-T	Boas	45	55	67	75	80
Cultivos de ciclo médio, arações anuais	SR	Más	58	65	73	82	88
	SR	Boas	54	62	70	79	85
	C	Más	55	64	72	78	84
	C	Boas	50	60	67	75	83
	T	Más	52	62	70	77	82
	T	Boas	48	55	65	73	80
Semeadura densa ou a lanço; cobertu- ra curta, mas densa, como as das leguminosas e dos pastos em rodízio	SR	Más	56	64	72	80	86
	SR	Boas	50	58	66	76	82
	C	Más	54	60	69	76	83
	C	Boas	48	56	64	72	80
	T	Más	50	58	65	75	80
	T	Boas	45	52	60	70	76
Pastagem velha com arbustos		Más	65	70	78	85	90
		Médias	60	66	75	82	87
		Boas	56	62	72	79	84
	C	Más	55	62	70	78	86
	C	Médias	42	59	67	75	82
	C	Boas	50	56	64	72	79
Reflorestamento	SR	Más	35	50	62	74	83
	SR	Boas	30	42	55	68	78
	C	Más	30	45	57	69	80
	C	Boas	25	36	52	64	75
Mata, capoeira velha		Más	32	40	55	67	76
		Boas	18	25	42	58	70
Gramados tratados		Más	65	72	78	84	88
		Boas	59	67	74	81	86
Estradas de terra	SR	Más	80	85	90	93	95
	C	Boas	74	80	86	90	92

NOTA: SR = sulcos retos; C = cultivo em contorno, paralelamente às curvas de nível; T = terraceamento. No caso de estradas de terra, SR é quando as águas pluviais são alojadas ao pé de barrancos, e C quando não atravessam a estrada. A estimativa dos dados numéricos baseia-se na condição II das bacias hidrográficas e em  $A_1 = 0,2 S$ .

Tabela 2.14 - continuação

**NUMERAÇÃO DAS CURVAS DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL PARA AVALIAÇÃO DE CLASSE DAS SITUAÇÕES HIDROLÓGICAS CONFORME O COMPLEXO DA COBERTURA VEGETAL DO SOLO**

I - Matas naturais ou reflorestamento de bacias hidrográficas de condição de saturação II e  $A_1 = 0,2S$  (Tabela nº 5). A Figura nº 3 fornece as situações hidrológicas.

classes das situações hidrológicas	GRUPO DE SOLO DO PONTO DE VISTA HIDROLÓGICO				
	A	B	C	D	E
- As piores	50	60	72	84	92
- Más	42	52	65	78	85
- Médias	33	44	57	70	78
- Boas	23	36	50	62	70
As melhores	12	28	42	54	62

II - Vegetação comum, considerada pastagem, anualmente queimada, típica de mau manejo de terras cansadas, em bacias hidrográficas de condição II e  $A_1 = 0,2S$  (Tabela nº 5).

tipo de vegetação	estado atual	GRUPO DE SOLO HIDROLOGICAMENTE				
		A	B	C	D	E
HERBÁCIA com alta percentagem (25-30%) de ervas não comestíveis para o gado	Mau	42	52	65	80	89
	Médio	36	47	60	76	85
	Bom	30	42	56	72	80
CAMPO-SUJO: como anterior, mas com 10-15% da área ocupada por arbustos inúteis, além das ervas daninhas, cuja percentagem pode baixar a 15-25%	Mau	39	50	62	75	85
	Médio	32	44	58	70	80
	Bom	25	40	53	64	75
CAMPO-CERRADO, também chamado cerrado: não passa de caso anterior com a maior parte da área ocupada por arbustos e árvores baixas e ralas, porém de caráter xerófito por se tratar de solo seco e clima com estiagem forte. Os capins comestíveis ocupam apenas 10-20% da área. A topografia é sempre suave. Muito raro nos grupos D e E	Mau	36	46	58	70	80
	Médio	28	37	50	64	74
	Bom	20	30	42	56	68
VEGETAÇÃO ARBUSTIVA: pasto abandonado, em transição para capoeira, não havendo quase capins aproveitáveis	Mau	33	44	54	66	75
	Médio	24	35	46	59	69
	Bom	15	26	38	52	63

NOTA:  $A_1$  = Abstração inicial = grau de saturação do solo no início da chuva intensa, cujo escoamento superficial nos interessa. Supõe-se que o solo já contém um quinto do máximo  $S$  que poderia se infiltrar.

Tabela 2.15 - Número da curva de escoamento superficial para os complexos hidrológicos solo-cobertura (para a condição de umidade antecedente da bacia II e  $A_i = 0,2 \cdot S$ ).  
Fonte: USBR(1977)

Uso do solo ou cobertura	Defesa contra erosão	condições para infiltração	Grupo hidrológico do solo			
			A	B	C	D
arado, quase sem cobertura vegetal	SR		77	86	91	94
plantações em linha (pomares, café, etc)	SR	Más	72	81	88	91
	SR	Boas	67	78	85	89
	C	Más	70	79	84	88
	C	Boas	65	75	82	86
	C&T	Más	66	74	80	82
	C&T	Boas	62	71	78	81
Plantações de cereais	SR	Más	65	76	84	88
	SR	Boas	63	75	83	87
	C	Más	63	74	82	85
	C	Boas	61	73	81	84
	C&T	Más	61	72	79	82
	C&T	Boas	59	70	78	81
Semeação densa, como como das leguminosas e dos pastos em rodízio	SR	Más	66	77	85	89
	SR	Boas	58	72	81	85
	C	Más	64	75	83	85
	C	Boas	55	69	78	83
	C&T	Más	63	73	80	83
	C&T	Boas	51	67	76	80
Pastagens		Más	68	79	86	89
		Médias	49	69	79	84
		Boas	39	61	74	80
	C	Más	47	67	81	88
	C	Médias	25	59	75	83
	C	Boas	6	35	70	79
Campos Naturais Permanentes		Médias	30	58	71	78
Reflorestamento		Más	45	66	77	83
		Médias	36	60	73	79
		Boas	25	55	70	77

Tabela 2.15 (continuação) - Fonte: USBR (1977)

Dependências da sede da fazenda e chácaras			59	74	82	86
Estrada de ferro		Más	72	82	87	89
		Boas	74	84	90	92
Florestas		Muito pobre	56	75	86	91
		pobre	46	68	78	84
		Média	36	60	70	76
		Boa	26	52	62	69
		Muito boa	15	44	54	61

Observação: SR = sulco reto; C = curvas de nível; T = terraceamento; C & T = curvas de nível e terraceamento

Tabela 2.15 (continuação) - Fonte: McCUEN (1982)

Uso do Solo/Tratamento/Condição para Infiltração	Grupo Hidrológico do solo			
	A	B	C	D
Zona Residencial:				
Tamanho dos terrenos/% impermeável	77	85	90	92
- 500 m <sup>2</sup> ou menos / 65	61	75	83	87
- 1000 m <sup>2</sup> / 38	57	72	81	86
- 1350 m <sup>2</sup> / 30	54	70	80	85
- 2000 m <sup>2</sup> / 25	51	68	79	84
- 4000 m <sup>2</sup> / 25				
Lotes de estacionamento pavimentados, telhados, estradas, etc	98	98	98	98
Ruas e Estradas:				
-pavimentada com calçadas e drenagem	98	98	98	98
- com pedregulho	76	85	89	91
- de terra	72	82	87	89
Áreas comerciais( 85% impermeável)	89	92	94	95
Distrito-Industrial (72% impermeável)	81	88	91	93
Espaços abertos, gramados, parques, campos de golfe, cemitérios:				
-boas condições: gramado em 75% ou mais	39	61	74	80
-médias condições: gramado de 50% a 75%	49	69	79	84

escoamento superficial pelo solo. A combinação do grupo do solo com o seu uso e tratamentos é denominada de complexo hidrológico do solo com a sua cobertura vegetal ou complexo hidrológico solo-vegetal.

Quanto maior o valor do número da curva de escoamento superficial CN, maior a quantidade de escoamento superficial direto esperado de uma determinada chuva. Para CN = 100 corresponde que toda a precipitação esco superficialmente.

Os valores de CN das tabelas 2.14 e 2.15 são para a condição II da umidade antecedente da bacia. Os valores de CN para a condição II podem ser convertidos para uma das outras duas condições usando a tabela 2.16.

Nas bacias hidrográficas em que se reconhecem dois ou mesmo mais grupos hidrológicos de solo, é preciso avaliar a percentagem de cada de cada grupo, e obter um valor médio de CN.

Portanto, o procedimento para se obter o valor de CN, para bacias hidrográficas do Estado de São Paulo, pode ser resumido da seguinte forma:

a) Para se obter os grupos hidrológicos dos solos da bacia pode-se utilizar os trabalhos de SETZER e PORTO (1979) e ou o de LOMBARDI NETO et al. (1979). Segundo SETZER e PORTO (1979) deve-se localizar a bacia hidrográfica no mapa da figura 2.8, verificando-se a que zona ecológica pertence o solo da bacia. Pela tabela 2.12 deduz-se quais os tipos de solos envolvidos, sendo útil uma consulta ao mapa geológico do Estado de São Paulo, pois a cada tipo correspondem certas percentagens, em média, de alguns dos cinco grupos hidrológicos do solo. Mesmo consultando o mapa geológico para se determinar que área cada tipo de solo ocupa na bacia, resta a dificuldade de se associar cada tipo de solo a um grupo hidrológico do solo. No procedimento apresentado por LOMBARDI NETO et al. (1989) a determinação é mais direta. Localiza-se a bacia no mapa apresentado em BRASIL (1960) e já se tem as classes dos solos da bacia e a área que ocupam. Utilizando-se a tabela 2.13 obtém-se para cada classe do solo o correspondente grupo hidrológico do solo.

b) Tendo-se o grupo hidrológico do solo e considerando-se também o seu uso e tratamento, das tabelas 2.14 ou 2.15 se obtém o

Tabela 2.16 - Números da curva de escoamento superficial CN para as condições de umidade antecedente I, II e III (USBR, 1957)

CONVERSÕES E CONSTANTES PARA O CASO  $A_1 = 0,25$

NUMERAÇÃO DAS CURVAS PARA AS CONDIÇÕES DE SATURAÇÃO			valores de S para a curva II	valores de P onde começa a curva II ( $A_1$ )
I	II	III		
100	100	100	0	0
87	95	99	0,526	0,10
78	90	98	1,11	0,22
70	85	97	1,76	0,36
63	80	94	2,50	0,50
57	75	91	3,33	0,67
51	70	87	4,29	0,86
45	65	83	5,38	1,08
40	60	79	6,67	1,33
35	55	75	8,18	1,64
31	50	70	10,0	2,00
27	45	65	12,2	2,44
23	40	60	15,0	3,00
19	35	55	18,6	3,72
15	30	50	23,3	4,7
12	25	45	30,0	6,0
9	20	39	40,0	8,0
7	15	33	57	11,3
4	10	26	90	18,0
2	5	17	100	38
0	0	0	infinito	infinito

número da curva do escoamento para o complexo solo-vegetação CN.

c) Se a bacia tiver diferentes tipos de solos e ou diferentes usos e tratamentos do solo, se obterá tantos valores CN quanto forem os tipos, e o valor de CN representativo da bacia será obtido fazendo-se uma média ponderada, onde os pesos serão as áreas da bacia onde ocorre cada caso.

d) O valor de CN representativo da bacia deverá ser corrigido para a condição de umidade antecedente da bacia que se tenha obtido. Convém lembrar que as tabelas 2.14 e 2.15 fornecem os valores de CN para a condição II de umidade antecedente. Para a correção do valor de CN representativo da bacia para condição de umidade antecedente da bacia de projeto deve-se usar a tabela 2.16.

Para se determinar o escoamento superficial direto gerado pela precipitação se usa três variáveis que são: a precipitação, a umidade anterior e o complexo hidrológico - vegetação.

Tem-se que a equação do escoamento superficial direto é (USBR (1977)):

$$P_e = \frac{(P - 0,2S)^2}{P + 0,8.S} \quad \text{para } P > 0,2.S \quad (2.61)$$

onde:

$P_e$  é o escoamento superficial direto ou precipitação efetiva, em mm;

$P$  é a precipitação total, em mm;

$S$  é a diferença potencial máxima entre a precipitação e o escoamento superficial, na hora que começa a chuva, em mm (depende da água armazenada no solo e da infiltração na bacia).

As curvas das figuras 2.10 e 2.11 foram obtidas usando a equação (2.61). A equação (2.61) é obtida assumindo a seguinte proporção (a qual esta esquematizada na figura 2.12).

$$\frac{P - P_e}{S} = \frac{P_e}{P} \quad (2.62)$$



onde:

$(P-P_e)/S$  é visualizado como a relação da diferença atual com a potencial entre a precipitação  $P$  e o escoamento superficial  $Q$ ;

$P_e/P$  é visualizado como a relação entre o escoamento atual e o potencial.

Da equação (2.62) obtém-se:

$$P_e = \frac{P^2}{P + S} \quad (2.63)$$

A equação (2.63) é útil nas condições em que existe escoamento  $P_e$  quando existe chuva  $P$ . Quando  $P_e = 0$  e  $P > 0$ , é necessário admitir uma abstração inicial  $A_i$ , conforme apresentado no lado direito da figura 2.10 com a condição que  $A_i$  não pode ser maior que  $P$ , da equação (2.62) resulta:

$$\frac{(P - A_i) - P_e}{S} = \frac{P_e}{(P - A_i)}$$

Dai resulta:

$$P_e = \frac{(P - A_i)^2}{(P - A_i) + S} \quad (2.64)$$

Na figura 2.13 é mostrada a relação entre os elementos da equação (2.64).

Como  $S$  inclui  $A_i$ , portanto  $S > A_i$ , uma relação empírica entre essas variáveis pode ser obtida, para simplificar equação (2.64). Baseado em dados de bacias hidrográficas de várias partes dos Estados Unidos o SCS obteve:

$$A_i = 0,2.S \quad (2.65)$$

Substituindo na equação (2.64) obtém-se a equação (2.61) para o escoamento superficial direto.

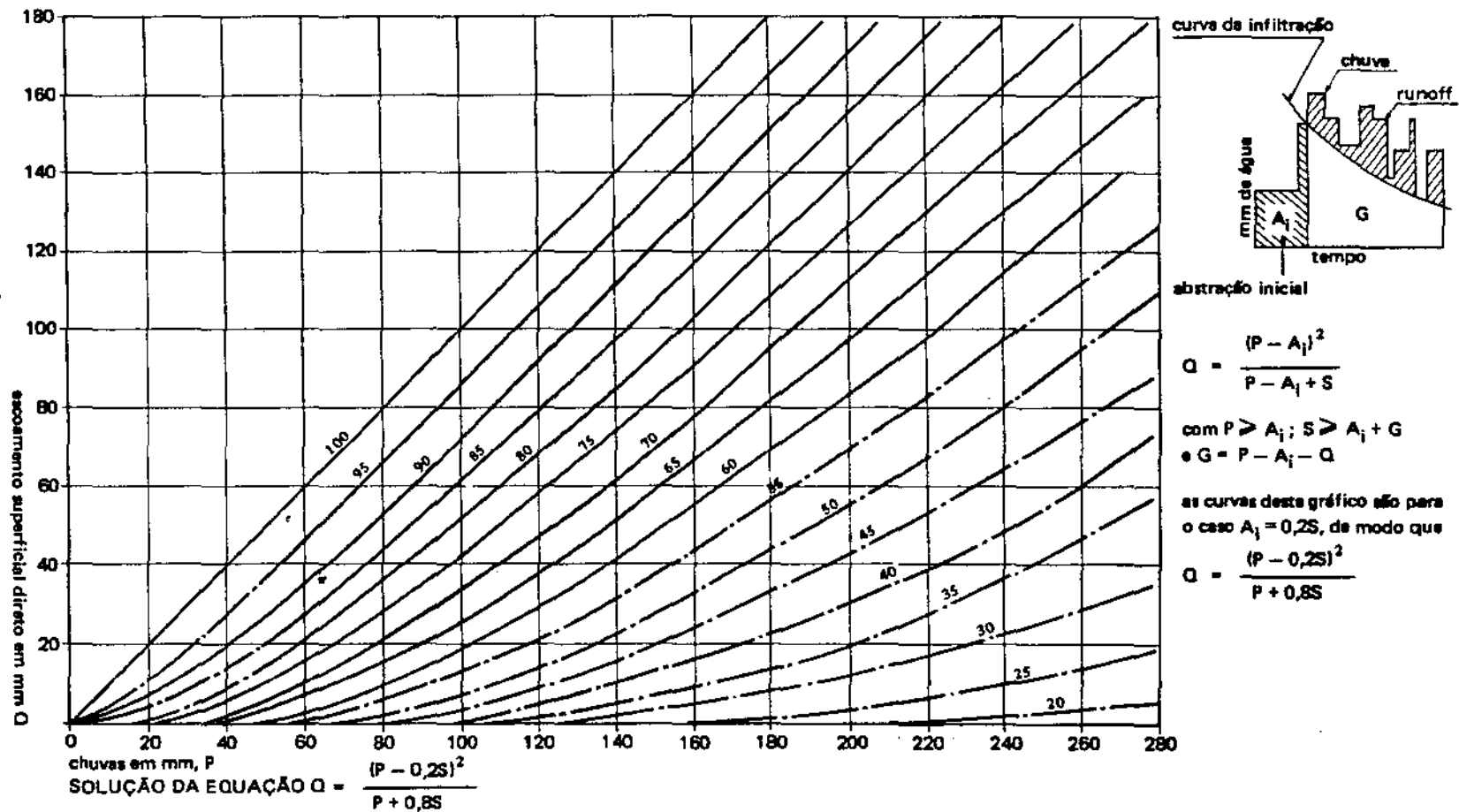


Figura 2.10 - Gráfico para obtenção do escoamento superficial em função da precipitação e do número da curva de escoamento superficial do método do SCS (SETZER e PORTO, 1979)

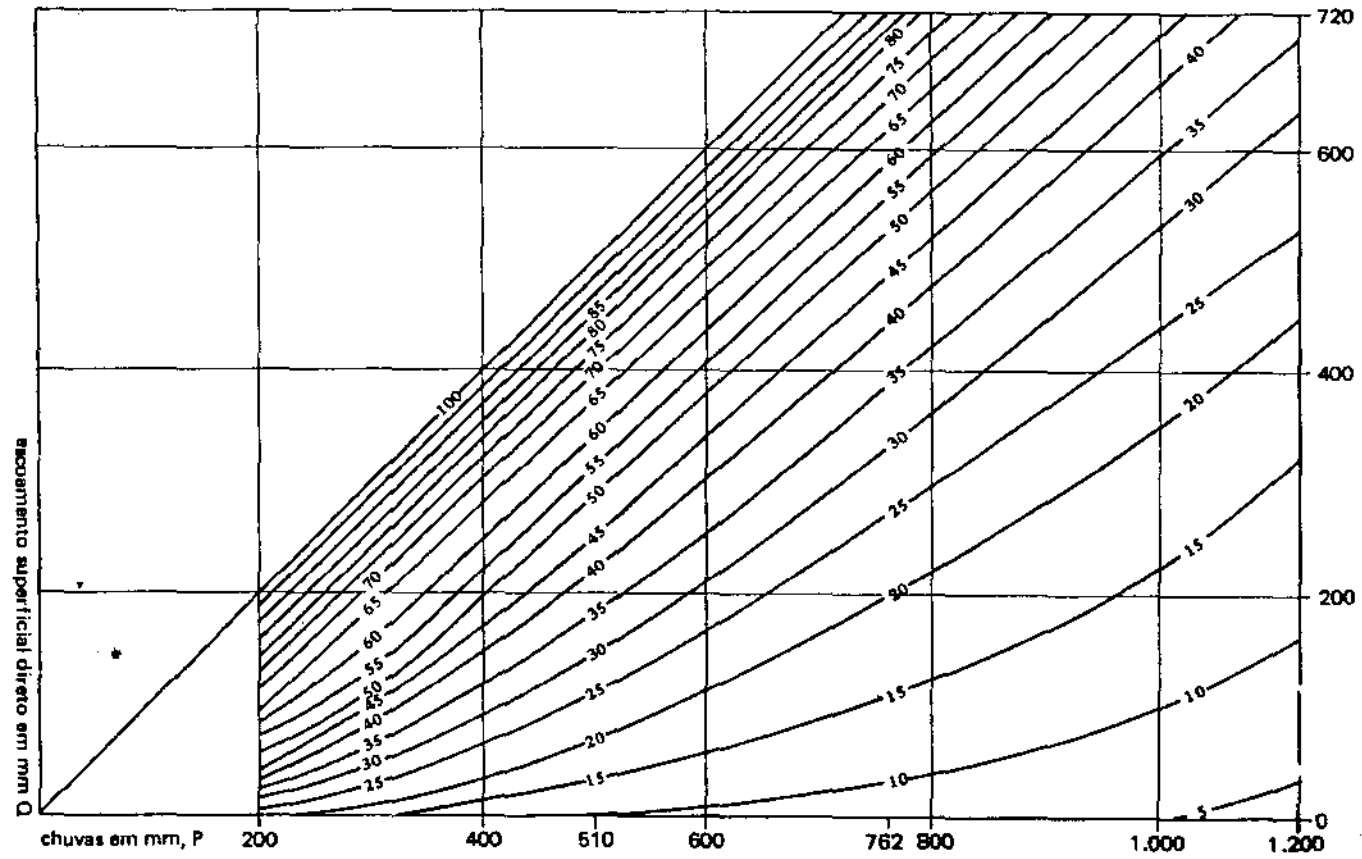


Figura 2.11 - Gráfico para obtenção do escoamento superficial em função da precipitação (maior que 200 mm) e do número da curva de escoamento superficial do método do SCS (SETZER e PORTO, 1979)

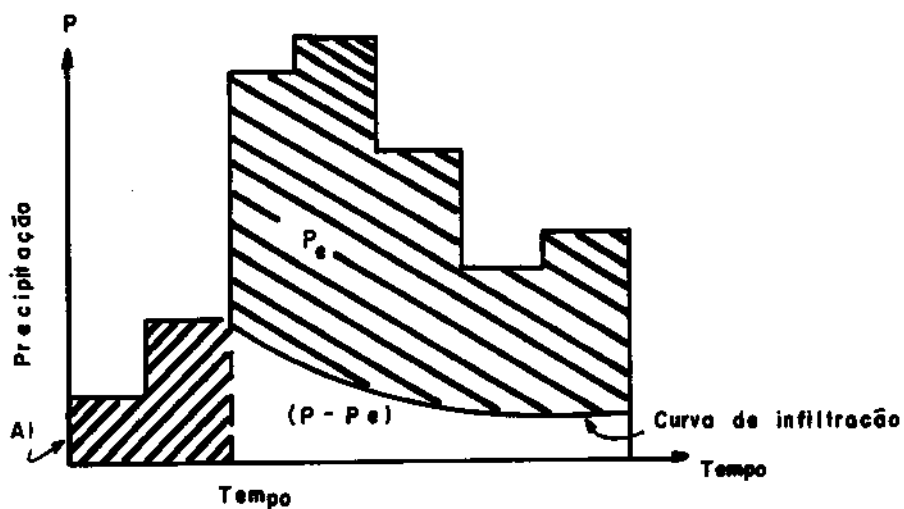


Figura 2.12 - Relação entre a precipitação, o escoamento superficial e abstração inicial  $A_i$  (McCUEN, 1982)

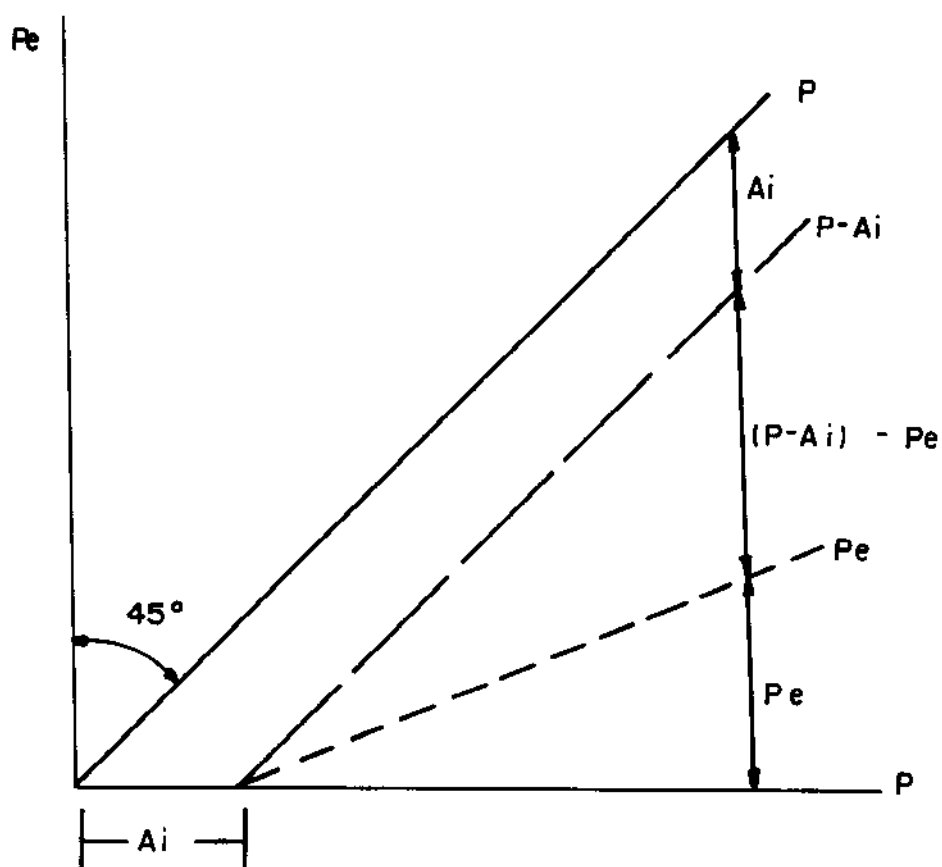


Figura 2.13 - Representação da relação precipitação-escoamento superficial do SCS (McCUEN, 1982)

No gráfico do escoamento superficial direto  $P_e$  em função da precipitação  $P$ , em bacias naturais, observou-se que  $P_e$  vai se aproximando de  $P$ , enquanto  $P$  aumenta. Os mesmos dados mostraram que  $(P-P_e)$  aproxima-se a uma constante, enquanto  $P$  cresce. Portanto, da equação (2.62) fica claro que  $S$  é a diferença máxima  $(P-P_e)$  que pode ocorrer para uma dada precipitação e condições da bacia. Durante a chuva intensa, a diferença  $(P-Q)$  que ocorre é limitada pela capacidade de armazenamento do solo ou pela taxa de infiltração quando  $P$  cresce. O potencial máximo de  $(P-Q)$  ou  $S$ , portanto, é função da capacidade do solo armazenar água e da taxa de infiltração da bacia.

A figura 2.12 mostra que  $A_i$  é igual a precipitação que ocorre antes do início do escoamento superficial. Fisicamente,  $A_i$  consiste principalmente da interceptação, da infiltração e da retenção superficial. Um maior refinamento da equação (2.65), ou seja, representar  $A_i$  em função da interceptação, infiltração e retenção superficial, não é possível, pois estes dados raramente são disponíveis.

Para uma maior conveniência na interpolação, as curvas da figura 2.10 e 2.11 são numeradas de 100 até zero, e o número da curva CN está relacionado a  $S$  por :

$$CN = \frac{1000}{10 + S} \quad (2.66)$$

Desta forma, quando  $S = 0$  não há infiltração e a curva 100 indica que escoar tudo o que chove (condições extremas, teóricas). Quanto maior  $N$ ; menor  $S$  e maior o escoamento superficial para a mesma precipitação. Com  $S = 10$  tem-se  $CN = 50$ , na condição II de umidade antecedente do solo da bacia hidrográfica, mas tem-se  $CN = 31$  na condição I (solo seco) e  $CN = 70$  na condição III (solo quase saturado).

Substituindo as equações (2.65) e (2.66) na equação (2.64) obtém-se:

$$P_e = \frac{\left( P - \frac{200}{CN} - 2 \right)^2}{P - \frac{800}{CN} - 8} \quad (2.67)$$

onde:

$P_e$  e  $P$  estão em polegadas

WILKEN (1978) apresenta a equação (2.67) da seguinte maneira:

$$P_e = \frac{\left( P - \frac{5080}{CN} + 50,8 \right)^2}{P - \frac{20320}{CN} - 203,2} \quad (2.68)$$

para

$$P > \frac{5080}{CN} - 50,8$$

onde:

$P$  e  $P_e$  estão em milímetros

A tabela 2.17 apresenta os valores da obstrução inicial  $A_i$  em função do número da curva do escoamento superficial. Convém ressaltar, que para precipitações menores que  $A_i$  o escoamento superficial é nulo.

#### 2.4.2 - Escolha do Intervalo de Discretização da Precipitação para se obter o Hidrograma Unitário.

Uma decisão fundamental para a aplicação do método é a escolha da duração da chuva  $D$  a ser utilizada na obtenção do hidrograma unitário, também chamada duração da chuva unitária. Vários pesquisadores propuseram equações para obtenção do valor de  $D$ , um resumo desses estudos será apresentado a seguir. Nestas propostas observa-se uma grande variedade de termos empregados e que podem causar certa confusão, tais como: tempo de concentração ( $t_c$ ), tempo de retardamento ou "lag time" ( $t_l$  ou  $t_l^*$ ) e tempo de pico ( $t_p$ ).

Sherman, citado por SOUZA PINTO et al (1976) recomenda, em função da área de drenagem, os valores da tabela 2.18. Segundo SOUZA PINTO et al (1976) e VILLELA e MATTOS (1975) para Linsley, Kohler e Paulhus o valor de  $D$  deve ser:

**Tabela 2.17** - Valores da abstração inicial  $A_1$  em função do número da curva do escoamento superficial CN.

<u>CN</u>	<u><math>A_1</math> (mm)</u>
20	203,2
30	118,5
40	76,2
50	50,8
60	33,9
70	21,8
80	12,7
90	5,6
95	2,7
100	0

**Tabela 2.18** - Valores da duração da chuva unitária D recomendados por Sherman (SOUSA PINTO et al (1976)

Área da bacia hidrográfica ( $\text{km}^2$ )	Duração da chuva unitária (horas)
> 2600	12 a 24
de 260 a 2600	6, 8 ou 12
50	2
< 50	1/3 a 1/4 de $t_c$

$$D \cong \frac{1}{4} \cdot t_1^*$$

onde:

$t_1^*$  é o tempo de retardamento da bacia, definido como o intervalo de tempo entre os centros de massa do volume precipitado e do escoamento resultante.

Snyder, segundo SOUZA PINTO et al (1976), recomenda que:

$$D = \frac{1}{5,5} \cdot t_1$$

O USBR (1977) propõe, inicialmente, que se escolha o valor de D pela equação:

$$D \leq \frac{1}{4} \cdot t_1 \quad (2.69)$$

Para se obter o valor de  $t_1$  o USBR (1977) apresenta o método descrito no item 2.2.3. No mesmo trabalho também é proposto que para as precipitações de intensidade variável, a precipitação total seja dividida em períodos com a seguinte duração:

$$D \leq 1/5 \cdot t_c \quad (2.70)$$

Posteriormente, ainda no mesmo trabalho, é proposto que para o período mais intenso da precipitação seja usado o valor de D da equação (2.70). Que para as primeiras 6 horas da precipitação (em geral as mais intensas), D será usualmente de 1 hora. Para concentrações muito rápidas,  $t_c < 3$  horas, meia hora é o incremento prático mínimo de tempo D recomendado para os períodos mais intensos. Para concentrações menos rápidas, o valor de D para os períodos mais intensos pode ser maior. Para  $t_c$  com valores de 10 a 15 horas se recomenda  $D = 2$  horas. Para valores de  $t_c$  de 11 a 30 horas, se recomenda um valor de  $D = 3$  horas. O período de tempo D pode aumentar para a última parte da



precipitação para reduzir os cálculos. Isto produzirá uma má definição do ramo descendente do hidrograma, porém isto terá pouco efeito no projeto.

REMENIERAS(1974) propõe que o tempo de concentração seja obtido pela fórmula de Ventura e que:

$$D \leq 1/3 \text{ a } 1/5 \cdot t_c$$

HJELMEFELT e CASSIDY(1975) sugerem que a fórmula de Kirpich seja usada para se obter o tempo de concentração e que:

$$D \leq 1/5 \cdot t_c$$

Para PFAFSTETTER (1976) a duração D deve ser escolhida de tal forma a se obter um fluviograma unitário que permita sintetizar, com suficiente precisão, o fluviograma de chuvas mais prolongadas e de intensidade variável, sem, no entanto, ser demasiadamente pequeno, aumentando inutilmente o trabalho da síntese. Desta forma tem-se:

$$1/4 \cdot t_p < D < 1/6 \cdot t_p$$

VISSMAN et al (1977) apresenta o método do SCS para se obter o hidrograma unitário sintético e cita que a duração da chuva para se obter o hidrograma unitário é dada por:

$$D = 0,133 \cdot t_c \quad (2.71)$$

McCUEN (1982) ao apresentar o método do HUT-SCS, para se obter a tempo de pico  $t_p$  propõe a equação:

$$t_c + D = 1,7 \cdot t_p \quad (2.72)$$

A equação (2.72) apresenta o tempo de pico  $t_p$  em termos da duração da chuva unitária D e do tempo de concentração. Esta relação foi obtida da figura 2.14, que segundo McCUEN (1982) representa o HU

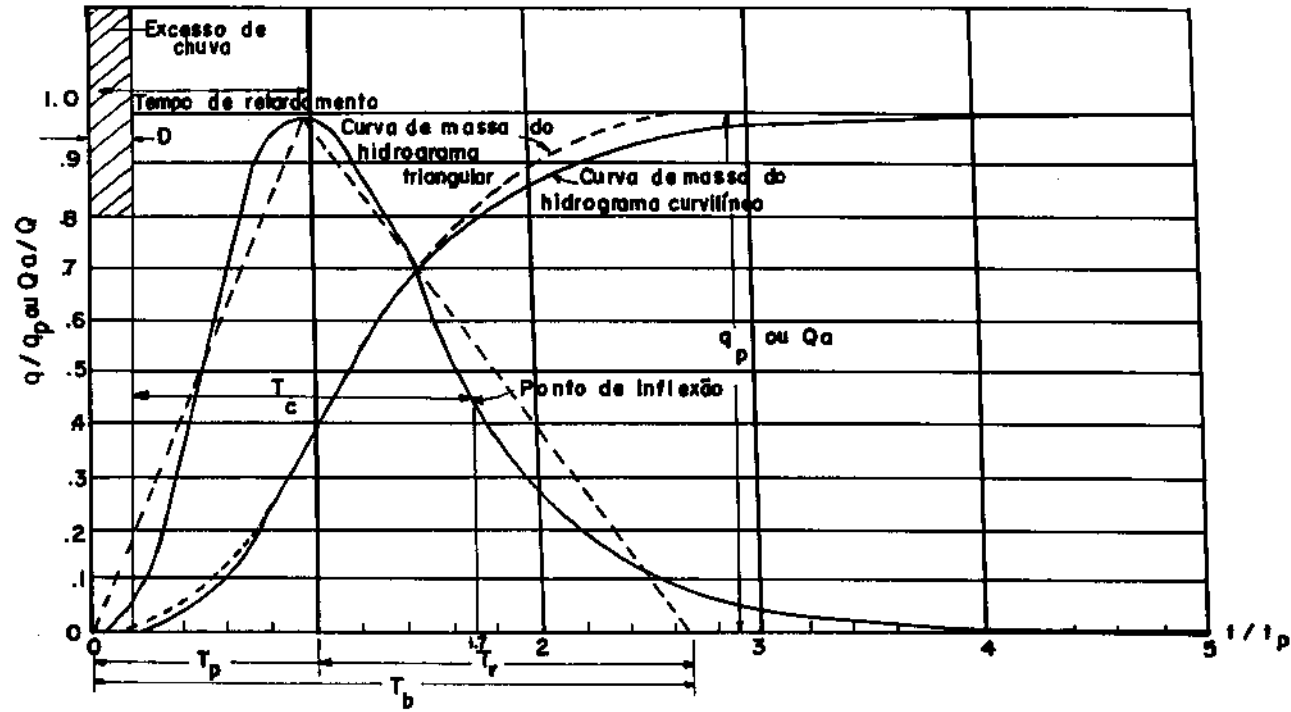


Figura 2.14 - Hidrograma Unitário Curvilíneo Adimensional e o Equivalente Hidrograma Unitário Triangular (McCUEN, 1982)

médio adimensional obtido pelo SCS.

Das equações (2.58) e (2.72) resulta a equação (2.71)

Portanto,  $t_p$  pode ser expresso em termos de  $t_c$ :

$$t_p = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot t_c = \frac{2}{3} \cdot t_c$$

SANCHEZ e LOPES (1984) em seu estudo sobre regionalização de HU para bacias urbanas do sul do Brasil, utilizaram um intervalo de tempo de 10 minutos para a discretização dos dados, porquanto o tempo mínimo de concentração das bacias é da ordem de 30 minutos.

Segundo RAGHUNATH (1985) a duração da chuva do HU deve ser de 15 a 30% do tempo de pico, sendo que as durações típicas são 3, 6, 8 e 12 horas. Comenta ainda que o tempo de concentração é um pouco maior que o tempo de pico.

REDA (1985), baseado na determinação do HU para bacias do Estado de São Paulo, recomenda para a duração da chuva unitária associada ao hidrograma unitário o valor:

$$D = \frac{1}{5,9} \cdot t_p \quad (2.73)$$

onde:

$t_p$  é o tempo de pico.

Embora não tenha considerado em seu estudo, também salienta que Uehara sugere valores um pouco menores que 5,9 no denominador, variando entre 4,0 e 4,5, para bacias maiores que 500 km<sup>2</sup>.

PORTO (1988) cita que em geral adota-se como duração da chuva unitária D os seguintes valores:

$$\frac{t_p}{6} \leq D \leq \frac{t_p}{4}$$

Em RAMOS et al. (1989), Magalhães recomenda que:

$$D \cong 1/3 \cdot t_c$$

## 2.5 - Método de Ven Te Chow

CHOW (1962) apresentou um método simples e prático para determinar as vazões de pico de pequenas bacias hidrográficas rurais como as usadas no projeto de pequenas estruturas de drenagem. Para aplicações práticas do método, abacos das condições climáticas e fisiológicas do Estado de Illinois, nos Estados Unidos, são apresentados para bacias com menos de 25 km<sup>2</sup>. O estudo inclui ainda uma revisão histórica dos métodos similares. Embora na descrição e apresentação do método sejam usados pesquisas e dados de Illinois, os conceitos são aplicáveis a qualquer outra região.

O método utiliza o conceito de Hidrograma Unitário Sintético. O valor máximo do escoamento superficial direto de uma bacia de drenagem pode ser calculado como o produto do excesso de chuva (precipitação efetiva) pela vazão de pico do hidrograma unitário, ou seja:

$$Q_p = P_e \cdot q_p \quad (2.74)$$

onde:

$Q_p$  é vazão máxima, em m<sup>3</sup>/s;

$P_e$  é o excesso de precipitação ou precipitação efetiva, em milímetros, para uma dada duração de t horas;

$q_p$  é a vazão de pico do Hidrograma Unitário (HU) em m<sup>3</sup>/s por mm, do escoamento superficial direto para a duração de t horas de excesso de chuva.

Considerando uma precipitação efetiva contínua, com intensidade de 1 mm em t horas, tem-se que a vazão de pico será:

$$Q_p = \frac{C \cdot I_m \cdot A}{3,6}$$

Sendo  $I_m = 1,0$  mm/t e  $C = 1,0$  tem-se:

$$Q_p = \frac{A}{3,6 \cdot t} \quad (2.75)$$

Definindo o "fator de redução de pico Z" como a relação da vazão de pico do HU  $q_p$  pela vazão máxima do escoamento superficial direto  $Q_p$ , tem-se:

$$Z = \frac{q_p}{Q_p} \quad (2.76)$$

Substituindo a equação (2.75) em (2.76) resulta:

$$Z = \frac{3,6 \cdot q_p \cdot t}{A} \quad (2.77)$$

Resolvendo para se obter  $q_p$  tem-se:

$$q_p = \frac{A \cdot Z}{3,6 \cdot t} \quad (2.78)$$

onde:

$q_p$  em  $m^3/s$ ;

A em  $km^2$ ,

Z é adimensional,

t em horas.

Substituindo a equação (2.78) em (2.74) tem-se:

$$Q_p = \frac{P_e \cdot A \cdot Z}{3,6 \cdot t} \quad (2.79)$$

com:

$P_e$  em milímetro.

Na equação (2.79) o fator  $P_e/3,6 \cdot t$  pode ser substituído pelo produto de dois fatores: X e Y. O fator X é o fator de deflúvio, expresso por:

$$X = \frac{P_{e0}}{t} \quad (2.80)$$

onde:

$P_{e0}$  é a precipitação efetiva, em milímetros, em uma determinada localidade adotada como base, aumentada de 6% para levar em conta o efeito da variação da distribuição da chuva durante o tempo  $t$  de duração da chuva.

O fator  $Y$  é o fator climático. Assumindo  $P_e/P_{e0} = P/P_0$  este fator representa:

$$Y = \frac{P}{P_0} \quad (2.81)$$

onde:

$P_0$  é a altura de chuva na localidade base, em mm;

$P$  é a altura de chuva no local em estudo, em mm;

$P/P_0$  é o fator de conversão, para converter a altura de chuva da localidade base na altura de chuva da localidade em estudo.

Conseqüentemente, a equação (2.79) pode ser escrita como:

$$Q_p = 0,278 \cdot A \cdot X \cdot Y \cdot Z \quad (2.82)$$

Se a vazão de base no tempo da vazão de pico é  $Q_b$ , então a vazão de pico total é:

$$Q_d = Q_p + Q_b \quad (2.83)$$

Os fatores incluídos na equação serão discutidos nos itens seguintes.

#### 2.5.1 - Determinação da Precipitação Efetiva e do Número de Escoamento Superficial $N$

Os fatores que afetam a precipitação efetiva (escoamento superficial) considerados neste método, segundo CHOW(1962), podem ser divididos em dois grupos. O primeiro afeta diretamente a quantidade de precipitação efetiva ou escoamento superficial direto, e consiste

principalmente do uso da terra, condição da superfície, tipo de solo e a quantidade e duração da chuva. O outro grupo afeta a distribuição do escoamento superficial direto e inclui o tamanho e a forma da bacia hidrográfica, a declividade do terreno e a medida do efeito de detenção, tal como o tempo de retardamento. Esta distribuição do escoamento superficial direto é expressa em termos do hidrograma unitário.

Pode haver uma certa interdependência entre os dois grupos de fatores descritos acima. Entretanto, esta interdependência é desconhecida e para efeitos práticos pode-se assumir que ela não afeta a relação entre o escoamento superficial direto e a precipitação efetiva. Esta hipótese forma a base sobre a qual a equação (2.74) foi estabelecida.

Chow verificou, após uma criteriosa pesquisa, que o método do "Soil Conservation Service (SCS)" pode ser usado para avaliar a precipitação efetiva ou o escoamento superficial direto, conforme apresentado no item 2.4.1. Entretanto, Chow fez algumas pequenas modificações visando o emprego do seu método.

Os números que representam o complexo hidrológico solo-vegetação do SCS foram ligeiramente modificados e denominados de número de escoamento superficial N (ao invés do CN utilizado no item 2.4.1), sendo que seus valores são baseados nos dados do SCS. Os tipos de solos são classificados de acordo com a classificação do SCS, nos quatros grupos A, B, C e D, como definido no item 2.4.1.

No método de Ven Te Chow uma condição hidrológica média da bacia foi assumida. Esta condição hidrológica média corresponde a condição II de umidade antecedente da bacia, conforme definida no método do SCS, desaparecendo as condições I e III. Também implica em assumir uma condição hidrológica de infiltração da bacia média, ou seja, no método do SCS para uma certa cobertura vegetal ou tipo de uso do solo e uma dada defesa contra a erosão havia as condições hidrológicas de infiltração má, média e boa, mas no método de Ven Te Chow para as coberturas vegetal ou tipo de uso do solo: solo sem plantação (desnudo), plantações em linha (pomares, café, etc) e plantações de cereais, estas condições desapareceram e restou apenas

uma condição média (cujos valores de N também são representados pela média). Para as demais coberturas vegetal ou tipo de uso do solo os valores de N permaneceram inalterados.

Para condições de escoamento superficial mais ou menos homogênea o número de escoamento superficial N, para o método de Ven Te Chow, pode ser obtido da tabela 2.19. Para uma bacia com vários tipos de solo, o valor médio de N pode ser obtido através de uma média ponderada usando as áreas e os valores de N de cada tipo de solo.

Uma vez determinado o número de escoamento superficial N, o valor da precipitação efetiva pode ser obtido pela equação 2.68, colocando N no lugar de CN.

### 2.5.2 - Determinação do Fator de Defluvio X

Chow (1962) considerou a cidade de Urbana, Illinois, nos Estados Unidos, como a localidade base. Os valores da precipitação na localidade base são obtidos a partir das equações de intensidade-duração-frequência, com um aumento de 6% para compensar o efeito da não uniformidade de distribuição da precipitação, que aumenta o pico da vazão. A partir deste valor corrigido da precipitação, é obtido a precipitação efetiva com a equação (2.68).

Os valores da precipitação para a cidade de São Paulo, considerada como localidade base, para os períodos de recorrência de 5 a 100 anos, com N variando de 60 a 100 e duração até 10 horas foram tabelados por WILKEN (1978), baseando-se nas equações (2.80), (2.4) e (2.68).

### 2.5.3 - Determinação do Fator Climático Y

O fator climático Y é obtido a partir da equação (2.81), e é um fator de conversão da precipitação da localidade base para a do local em estudo.

Utilizando um mapa com as isoietas das precipitações máximas diárias de período de retorno de 50 anos, CHOW(1962) dividiu o Estado de Illinois em 4 regiões, assumindo para cada região um valor médio das



Tabela 2.19 - Número de escoamento superficial N para o método de Ven Te Chow (CHOW, 1962)

Utilização da terra	Condições da superfície	Tipos de solos da área			
		A	B	C	D
Terrenos Arado e Gradeado (sem plantação)	Com sulcos retilíneos	77	86	91	94
	Em fileiras retas	70	80	87	90
Plantações em Linha (Pomares)	Em curvas de nível	67	77	83	87
	Terraceado em nível	64	73	79	82
	Em fileiras retas	64	76	84	88
Plantações de cereais	Em curvas de nível	62	74	82	85
	Terraceado em nível	60	71	79	82
	Em fileiras retas	62	75	83	87
Plantações de legumes ou campos cultivados	Em curvas de nível	60	72	81	84
	Terraceado em nível	57	70	78	89
	Pobres	68	79	86	89
	Normais	49	69	79	94
Pastagens	Boas	39	61	74	80
	Pobres, em curvas de nível	47	67	81	88
	Normais, em curvas de nível	25	59	75	83
Campos Naturais	Boas, em curvas de nível	6	35	70	79
	Normais	30	58	71	78
Áreas de Reflorestamento	Esparsas, de baixa transpiração	45	66	77	83
	Normais	36	60	73	79
	Densas, de alta transpiração	25	55	70	77
Chácaras Estradas de terra	Normais	59	74	82	86
	Más	72	82	87	89
	De superfície dura	74	84	90	92
Florestas	Muito esparsas, baixa transpiração	56	75	86	91
	Esparsas	46	68	78	84
	Densas, alta transpiração	26	52	62	69
	Normais	36	60	70	76
Superfícies impermeáveis	Áreas urbanizadas	100	100	100	100

isoietas e dividindo este valor pelo correspondente da localidade base obteve o fator climático Y para cada região.

Caso se disponha de dados de precipitação no local de estudo o fator climático Y é igual a 1.

#### 2.5.4 - Determinação do Fator de Redução de Pico Z

O fator de redução de pico Z da equação (2.76) é a relação entre a vazão máxima do hidrograma unitário, devido a chuva de duração t, e a vazão de equilíbrio da mesma precipitação de mesma intensidade continuando indefinidamente.

Quando a vazão de pico do hidrograma unitário, a duração da chuva e a área da bacia de drenagem forem conhecidas, o fator de redução de pico Z pode ser determinado pela equação (2.77).

Em seu estudo CHOW(1962) utilizou dados hidrológicos de 20 bacias do Meio Oeste dos Estados Unidos, com áreas de 1,12 a 1853 hectares (18,5 Km<sup>2</sup>), analisando 60 picos de vazão. Para estes dados, foi feito um gráfico do fator Z em função da relação t/t<sub>p</sub>, onde t é a duração da chuva e t<sub>p</sub> o tempo de retardamento, apresentado na figura (2.15). Da leitura da figura (2.15) WILKEN(1978) obteve os valores de Z em função de t/t<sub>p</sub>, conforme tabela (2.20). Teoricamente t<sub>p</sub> deve ser menor que t/2. Por outro lado, a vazão de pico ocorreria antes do fim da precipitação efetiva. Para t=2.t<sub>p</sub> ou maior, o hidrograma unitário deve atingir e manter o valor máximo de vazão. Em outras palavras:

$$Z = 1 \quad \text{para} \quad \frac{t}{t_p} \geq 2 .$$

Para os mesmos dados mencionados acima, o tempo de retardamento t<sub>p</sub> (intervalo de tempo do centro de massa da precipitação até o pico do escoamento superficial resultante) também foi obtido, resultando:

$$t_p = 0,00236 \cdot \left( \frac{L_1}{S} \right)^{0,64} \quad (2.84)$$

com:

Tabela 2.20 - Fatores de redução de pico de vazão. Valores de Z em função da relação duração da chuva  $t/t_p$  (WILKEN, 1978)

$t/t_r$	Z	$t/t_p$	Z	$t/t_p$	Z	$t/t_p$	Z	$t/t_p$	Z
0,05	0,04	0,46	0,36	0,84	0,58	1,22	0,75	1,60	0,90
0,10	0,08	0,48	0,38	0,86	0,59	1,24	0,76	1,62	0,90
0,12	0,10	0,50	0,39	0,88	0,59	1,26	0,77	1,64	0,91
0,14	0,12	0,52	0,40	0,90	0,60	1,28	0,78	1,66	0,91
0,16	0,14	0,54	0,41	0,92	0,61	1,30	0,79	1,68	0,92
0,18	0,16	0,56	0,42	0,94	0,62	1,32	0,80	1,70	0,92
0,20	0,18	0,58	0,44	0,96	0,63	1,34	0,81	1,72	0,93
0,22	0,19	0,60	0,45	0,98	0,64	1,36	0,82	1,74	0,93
0,24	0,20	0,62	0,46	1,00	0,65	1,38	0,82	1,76	0,94
0,26	0,22	0,64	0,47	1,02	0,66	1,40	0,82	1,78	0,94
0,28	0,24	0,66	0,48	1,04	0,67	1,42	0,83	1,80	0,95
0,30	0,25	0,68	0,49	1,06	0,68	1,44	0,84	1,82	0,95
0,32	0,26	0,70	0,50	1,08	0,69	1,46	0,85	1,84	0,96
0,34	0,28	0,72	0,51	1,10	0,70	1,48	0,86	1,86	0,96
0,36	0,29	0,74	0,52	1,12	0,71	1,50	0,86	1,88	0,97
0,38	0,30	0,76	0,54	1,14	0,72	1,52	0,87	1,90	0,97
0,40	0,32	0,78	0,55	1,16	0,73	1,54	0,88	1,92	0,98
0,42	0,33	0,80	0,56	1,18	0,74	1,56	0,88	1,94	0,98
0,44	0,34	0,82	0,57	1,20	0,74	1,58	0,89	1,96	0,99

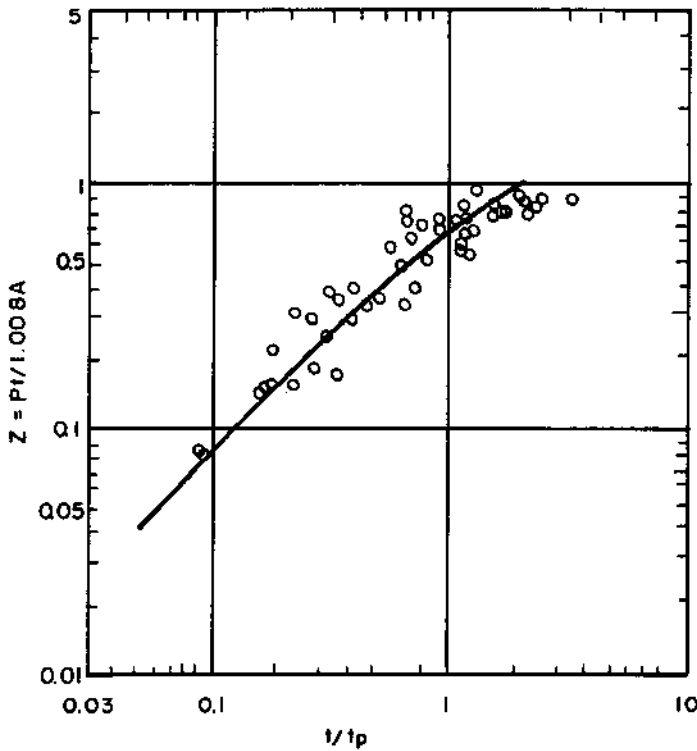


Figura 2.15 - Relação entre Z e  $t/t_p$  do método de Ven Te Chow (CHOW, 1962)

$t_p$  em horas;

L é o comprimento talvegue, em pés (medido ao longo do canal principal, da seção em estudo até o ponto mais alto do canal, e daí em linha reta até o divisor de águas);

$S_1$  é a declividade média do talvegue, em percentagem (obtido pelo método do triângulo de área equivalente);

A equação (2.84) é apresentada por WILKEN (1978) da seguinte forma:

$$t_p = 0,005055 \left( \frac{L}{S_1} \right)^{0,64} \quad (2.85)$$

com:

$t_p$  em horas;

L em metros;

$S_1$  em percentagem.

#### 2.5.5 - Procedimento para Aplicação do Método de Ven Te Chow

O processo de cálculo da vazão de projeto pelo Método de Ven Te Chow é o seguinte (CHOW (1962), WILKEN (1978)):

a) De um estudo geológico da bacia de drenagem se obtém o grupo hidrológico de solo. Para o Estado de São Paulo ver item 2.4.1.a.

b) Da tabela (2.19) obtém-se o número de escoamento superficial N para o grupo hidrológico do solo, tipo de cobertura vegetal e das condições da superfície. Se a bacia tiver mais de um valor N, o valor médio será obtido pela média ponderada em função das áreas.

c) escolhe-se uma certa duração de chuva t.

d) Obtem-se a altura precipitada  $P_0$ , para a duração t e o período de recorrência escolhido, a partir de equações intensidade-duração-frequência para o local base e aumentando o valor calculado em 6% (item 2.5.2). Obtem-se o excesso de chuva  $P_{eo}$  pela equação (2.68) e o fator de defluvio pela equação (2.80).

e) Determina-se o fator climático Y por meio da equação

(2.81).

f) Calcula-se o tempo de retardamento  $t_p$  pela equação (2.85).

g) Obtem-se a relação  $t/t_p$  e da tabela (2.20) ou da figura (2.15) se obtem o fator de redução de pico Z.

h) Calcula-se a vazão máxima  $Q_p$  pela equação (2.82).

i) Repete-se as operações anteriores para outras durações de chuvas.

k) Faz-se um gráfico das vazões máxima contra as durações  $t$  das chuvas. Por definição, o maior valor da vazão assim obtido é a vazão de projeto  $Q_p$ .

l) Se o curso d'água é perene, estima-se a vazão de base  $Q_b$  e somando-se a  $Q_p$  obtem-se a vazão de pico total  $Q_d$ , conforme equação (2.83).

#### 2.6 - Método do Hidrograma Sintético Regionalizado para Bacias Rurais do Estado de São Paulo Segundo REDA

REDA (1985) propõe um método para a determinação do hidrograma unitário sintético, a partir das características fisiomorfológicas da bacia, regionalizado para o Estado de São Paulo. No estudo utilizou registros de precipitação e vazão de 8 pequenas bacias rurais paulistas, instrumentadas, pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica, numa média de 9 enchentes por bacia estudada (REDA e BRAGA (1987)). Segundo REDA (1985), se observou uma maior significância e correlação das fórmulas obtidas por regressão com os dados de 7 bacias, sem considerar a bacia do posto 3C-12R. Desta forma, o resultado final da regressão não utiliza os dados daquele posto.

Foram estudadas várias enchentes, tendo sido obtido o hidrograma unitário para cada uma delas e efetuando-se em seguida a determinação do hidrograma unitário médio de cada bacia. Em seguida, por regressão linear, foram pesquisadas fórmulas relacionando o formato do hidrograma unitário às características fisiomorfológicas da bacia. As fórmulas propostas se mostram mais representativas para bacias rurais de 30 a 300 km<sup>2</sup>, localizadas no Estado de São Paulo. A área das bacias hidrográficas utilizadas variou de 38 a 406 km<sup>2</sup>.

A partir da análise desenvolvida, as fórmulas mais significativas citadas em REDA (1985) foram:

$$t_p = 0,00276 \cdot L^{1,724} \cdot S_H^{-0,470} \quad (R^2 = 0,919) \quad (2.86)$$

$$t_p = 0,0103 \cdot A^{0,773} \cdot S_H^{-0,567} \quad (R^2 = 0,927) \quad (2.87)$$

$$q_p = 0,231 \cdot A^{1,094} \cdot t_p^{-1,167} \quad (R^2 = 0,982) \quad (2.88)$$

$$t_{50} = 0,00307 \cdot A^{0,799} \cdot S_H^{-0,750} \quad (R^2 = 0,925) \quad (2.89)$$

e

$$t_b = 0,0369 \cdot A^{0,780} \cdot S_H^{-0,551} \quad (R^2 = 0,960) \quad (2.90)$$

onde:

$R^2$  é o coeficiente de determinação

$t_{50}$  é a largura do HU na ordenada equivalente a 50% de  $q_p$

$S_H$  é a média harmônica das declividades de vários trechos iguais em que se divide o talvegue principal da bacia hidrográfica, obtida de

$$S_H = \left[ \frac{1}{n_t} \sum_{i=1}^{n_t} \frac{1}{\sqrt{S_i}} \right]^{-2} \quad (2.91)$$

onde:  $S_i = \frac{AH_i}{(L/n_t)}$

$AH_i$  é o desnível no  $i$  - étimo trecho do talvegue

$n_t$  é o número de trechos de igual comprimento em que foi dividido o talvegue principal (geralmente  $n_t=10$ ).

$t_p, t_b$  e  $t_{50}$  em horas  
 $q_p$  em  $m^3/s.mm$

A	em Km <sup>2</sup>
L	em Km
S <sub>H</sub>	adimensional

Na figura (2.16) são apresentados os parâmetros do Hidrograma Unitário para o Método de REDA (1985).

No caso de se ter que optar por uma dentre as equações (2.86) e (2.87), a escolha deve ser feita com critério, tendo-se em conta que a equação (2.87) tem maior coeficiente de determinação.

É recomendado que a duração D da precipitação efetiva unitária associada ao HU a ser usada no método proposto seja:

$$D = \frac{1}{5,9} \cdot t_p \quad (2.92)$$

Também se recomenda no estudo, ao se empregar o método em algum problema de engenharia, que:

a) Verificar a existência de dados reais, coletados na bacia a ser estudada, que possam servir de controle dos resultados sintetizados.

b) Se houver observações que permitam conhecer o tempo de ascensão das enchentes na bacia, utilizá-las para conferir a ordem de grandeza de  $t_p$ . Caso a diferença seja notável, será interessante experimentar outros métodos e usar de mais critério ainda na escolha de  $t_p$ .

O autor observa que devido às curtas séries históricas disponíveis, acredita que, daqui a alguns anos, tornar-se-á imprescindível uma revisão das fórmulas propostas, à luz de mais observações. Muitos dos postos linigráficos considerados mostraram curvas cota-vazão instáveis no tempo.

REDA e BRAGA (1987) observam que o HU resultante deve ser empregado levando-se em conta as condições que compoem a teoria do hidrograma unitário, cujas hipóteses básicas são: a) a precipitação efetiva é uniformemente distribuída, no tempo durante a sua duração e por toda a área da bacia hidrográfica considerada; b) os tempos de base ( $t_b$ ) de hidrogramas de escoamento superficial produzidos por chuvas efetivas de intensidade constante, porém de mesma duração, serão sempre

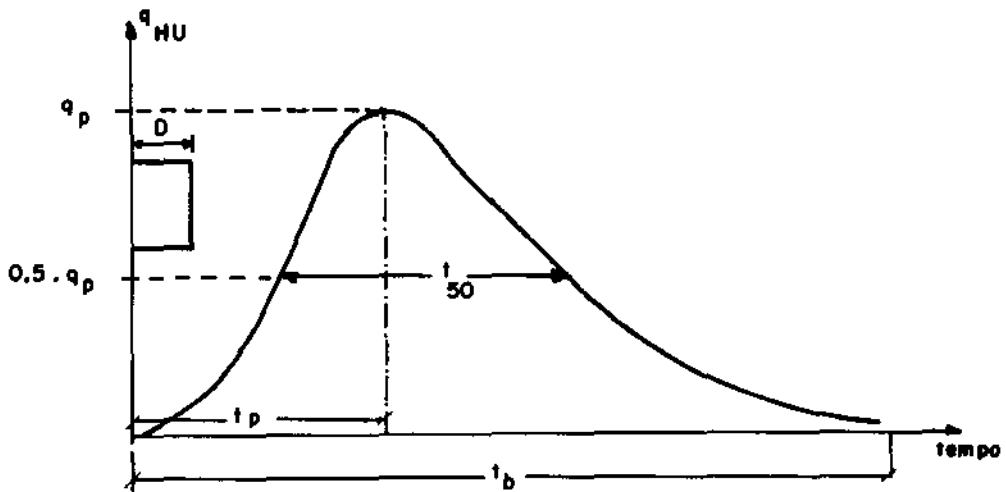


Figura 2.16 - Definição dos parâmetros do hidrograma unitário para o método de REDA (1985).

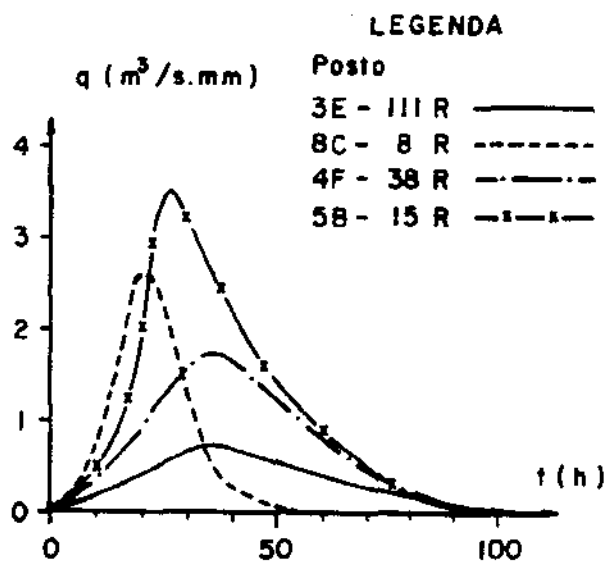
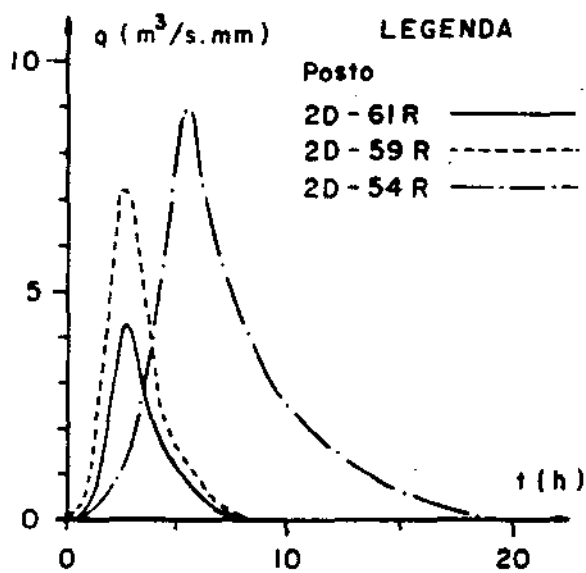


Figura 2.17 - Hidrogramas unitários médios de cada bacia utilizados no estudo de REDA (1985)



os mesmos, independente das intensidades; c) as ordenadas de hidrogramas de escoamento superficial devido a precipitações efetivas de intensidade constante e mesma duração (D) são diretamente proporcionais aos volumes totais dos escoamentos superficiais característicos de cada hidrograma, o que equivale dizer que são proporcionais às alturas das precipitações efetivas correspondentes e d) para cada bacia hidrográfica, o hidrograma de escoamento superficial devido a certa precipitação efetiva reflete todas as características físicas da mesma, ou seja, uma vez que ela as conserve, a forma do hidrograma será invariante no tempo.

A figura 2.17 representa o HU médio de cada bacia utilizada no estudo de REDA (1985).

De uma análise feita pelo "Corps of Engineers", citado em VIESSMAN et al. (1977), a largura do HU nas ordenadas correspondentes a 50% e 75% da vazão de pico  $q_p$ , respectivamente  $t_{50}$  e  $t_{75}$ , devem ser colocadas no gráfico do HU de tal forma a ter a relação 1:2 em relação ao tempo de pico do HU, com o tempo menor a esquerda do tempo do pico e o tempo maior do lado direito. Segundo SANCHEZ e LOPES (1984), o posicionamento dos parâmetros  $t_{50}$  e  $t_{75}$  em relação ao instante de ocorrência do pico deve ser feito de forma a manter 40% antes e 60% depois deste instante. Resultados análogos foram obtidos por Espey et al., citados em SANCHEZ e LOPES (1984), para bacias urbanas nos Estados Unidos.

## 2.7 - Revisão de Avaliações de Métodos para se Obter a Vazão Máxima em Pequenas Bacias

A "American Society of Civil Engineering (ASCE)", em BERNARD et al. (1949), apresenta a classificação dos métodos de estimativa de vazões de projeto de bacias hidrográficas mostrada na tabela 2.21.

REICH (1965) faz várias críticas ao método Racional, baseando-se na própria fórmula do método e também nos resultados obtidos por outros autores com a aplicação do método. Propõe um método rápido para se estimar a vazão de pico em bacias hidrográficas da África do Sul, para bacias de 0,5 a 13 km<sup>2</sup>. O método se baseia nas

Tabela 2.21 - Classificação dos métodos de determinação de enchentes segundo a ASCE (BERNARD et al, 1949)

Área da bacia (km <sup>2</sup> )	Métodos Usados
< 2,6	Método Racional, "Overland flow hydrograph".
2,6 - 260	Método Racional, Hidrograma Unitário, Métodos Estatísticos, Curvas Envoltórias.
260 - 5200	Hidrograma Unitário, Métodos Estatísticos, Curvas Envoltórias.
> 5200	Propagação de enchentes, Métodos Estatísticos, Curvas Envoltórias.

Tabela 2.22 - Métodos empregados na determinação de enchentes segundo PFAFSTETTER (1976)

TEMPO DE RECORRÊNCIA	EXISTÊNCIA DE DADOS	MÉTODO	ÁREA DA BACIA
Pequeno	Com dados fluviométricos	Estatístico	
	Sem dados fluviométricos	Racional	< 200 km <sup>2</sup>
		Fluvograma unitário	< 5.000 km <sup>2</sup>
		Propagação de enchentes	> 5.000 km <sup>2</sup>
		Estatística comparada	
		Fórmulas empíricas	
	Área-declividade		
Grande		Envoltória de dados regionais	
		Enchente máxima provável	

equações do método do hidrograma unitário triangular do "Soil Conservation Service". Utiliza a precipitação máxima de 30 minutos no cálculo da vazão de pico. Os resultados obtidos com o método foram comparados à 83 hidrogramas de cheia observados nos Estados Unidos, tendo o resultado sido considerado satisfatório. Também foram estudadas algumas anormalidades ocorridas nos resultados. São apresentados gráficos que facilitam a aplicação do método à África do Sul, principalmente os referentes a chuva de projeto.

Uma comparação entre cinco métodos para estimar a vazão de pico foi feita por HIEMSTRA e REICH (1967). O método Racional, a família de Hidrográficas do "Soil Conservation Service", o método do "Bureau of Public Roads", o método de Ven Te Chow e o método "Tacitly Maximized Peaks" foram aplicados à 45 bacias, com áreas variando de 0,3 até 71 km<sup>2</sup>, de 30 estados dos Estados Unidos, num total de 134 eventos observados. Também foi feita uma comparação das vazões de pico para precipitações de projeto, associadas a períodos de retorno de 2 até 200 anos, para 14 bacias hidrográficas. Para as precipitações de projeto foram verificadas diferenças de 300% entre os valores calculados. Observou-se uma superioridade do método Racional, do método do "Bureau of Public Roads" e do método "Tacitly Maximized Peaks", os quais geralmente superestimam as vazões de enchente estudadas. Embora a variabilidade deles seja menor do que dos outros dois métodos, isto é suficiente para permitir uma sub-estimação em cerca de um terço dos casos.

Segundo PFAFSTETTER (1976), não se dispendo de dados pluviométricos e fluviométricos da bacia, para a qual se pretende estabelecer o fluxograma unitário, recorre-se aos fluviogramas unitários sintéticos, que consistem no estabelecimento da forma do fluviograma unitário, a partir das características da bacia hidrográfica. O método, naturalmente, é muito precário, podendo fornecer descargas de ponta entre um terço e o triplo da observada, sendo a maioria entre a metade e o duplo deste valor. Usando-se tempos de ponta ou tempos de concentração realmente observados, os referidos desvios da descarga de ponta do fluviograma unitário sintético, em relação ao observado, se reduzem à metade. PFAFSTETTER (1976) apresenta

uma classificação dos diversos métodos utilizados na previsão das enchentes, conforme seu campo de aplicação, mostrada na tabela 2.22.

BATISTA (1984) comenta que há muitas fórmulas para se obter a vazão de pico baseadas em características da bacia, no uso do solo e na intensidade de chuva máxima, para uma duração e um período de retorno escolhidos. Cita que o método Racional tende a superestimar as vazões e não deve, no caso de drenagem de bacias agrícolas, ser usado para áreas maiores que  $5 \text{ km}^2$ . A principal razão para os altos valores de vazão seria explicada devido à que o método Racional considera toda a área da bacia contribuindo, o que geralmente não ocorre quando a chuva é convectiva, a qual atinge uma pequena área e tem alta intensidade e curta duração. Para bacias maiores que  $5 \text{ km}^2$  recomenda a fórmula de McMath, que contém um fator de correção da área.

Para 15 bacias hidrográficas da parte central do estado de Illinois, com áreas de 0,18 até  $5,6 \text{ km}^2$ , MOSTAGHIMI e MITCHELL (1988) compararam as estimativas de quatro modelos para estimar as vazões de pico. Os métodos estudados foram o "Cypress Creek", o Racional, o de Ven Te Chow e o hidrograma unitário sintético do "Soil Conservation Service". O número de eventos observados que foram analisados em cada bacia variou de 9 a 56 eventos, sendo que a única exceção foi uma bacia onde se analisou 228 eventos. Comparando a média das diferenças entre os valores calculados e observados e com o teste do erro médio quadrático, para o nível de significância de 5%, foi feita uma análise estatística. Concluíram que o método do Cypress Creek subestima as vazões de pico para a maioria das bacias, enquanto que o método Racional superestima. Nenhuma conclusão específica sobre a variação dos resultados do método Racional com a área da bacia foi observada. O método de Ven Te Chow deu melhores resultados somente para uma certa região estudada, onde se localizavam quatro das bacias estudadas. Por causa das diferenças insignificantes entre os valores calculados e observados, o método do "Soil Conservation Service" foi considerado o melhor, em relação aos demais métodos estudados.

### 3- METODOLOGIA

#### 3.1- Introdução

O objetivo deste estudo é a avaliação dos resultados obtidos com cinco métodos para determinar vazões de enchente em pequenas bacias, como uma contribuição ao desenvolvimento de um critério de projeto.

De uma maneira geral, nas pequenas bacias hidrográficas não se dispõe de uma série adequada de vazões observadas. Desta forma, os métodos e fórmulas geralmente empregados utilizam dados de precipitação, que são normalmente encontrados.

Para se obter a intensidade pluviométrica a ser utilizada nos métodos para cálculo das enchentes considerou-se duas situações distintas. Na primeira etapa, a precipitação foi obtida a partir da equações intensidade pluviométrica-duração-frequência (denominada precipitação de projeto). Na outra etapa a precipitação foi a observada na bacia, obtida a partir do pluviógrafo e pluviômetros da bacia. Da primeira etapa procurou-se verificar as diferenças na magnitude das estimativas, para os diferentes períodos de retorno escolhidos. Na segunda etapa, as estimativas das vazões de enchente obtidas a partir das precipitações observadas foram comparadas aos hidrogramas de enchente observados.

As limitações dos métodos de determinação das vazões de

enchente não foram respeitadas neste estudo, com relação ao tamanho da área da bacia e a sua localização.

Neste capítulo é feita a apresentação das fórmulas e métodos mais usados e práticos para a obtenção dos parâmetros e da vazão de enchente de cada método, que foram aplicados as bacias hidrográficas em estudo.

### 3.2- Bacias Hidrográficas estudadas

Os métodos foram aplicados a 15 bacias hidrográficas rurais do Estado de São Paulo, todas pertencentes a rede hidrográfica do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE-SP). Para que fosse possível aplicar os métodos para determinar as vazões de enchente era necessário que as bacias tivessem um linígrafo, pelo menos um pluviografo próximo e alguns pluviômetros. Na figura 3.1 é apresentada a localização das bacias estudadas no Estado de São Paulo.

As áreas das bacias estudadas variam de 38 a 398 Km<sup>2</sup>. As principais características destas bacias são apresentadas na tabela 3.1. Outros dados sobre as bacias, tais como: pluviômetros e pluviógrafos, curvas cota-descarga, mapa da bacia, perfil longitudinal do rio principal, cobertura da bacia, etc., são apresentados no Apêndice A. Na tabela 3.1 tem-se: localização, período de vazões estudado, a área da superfície da bacia A, o índice de capacidade I<sub>c</sub>, o comprimento do talvegue principal L, o desnível entre o ponto mais alto do talvegue principal e o ponto de saída H<sup>\*</sup>, a declividade média equivalente do talvegue principal (declividade da reta que tem sob si uma área equivalente àquela sob o perfil longitudinal do talvegue) S<sub>1</sub>, declividade média harmônica do talvegue principal S<sub>H</sub> e o tempo de concentração t<sub>c</sub> (obtido com a equação 2.21).

O índice de compacidade I<sub>c</sub> é a relação entre o perímetro da bacia P<sub>b</sub> e a circunferência de um círculo de área igual a área da bacia, sendo calculado por:

$$I_c = \frac{0,28 \cdot P_b}{\sqrt{A}}$$

onde: P<sub>b</sub> e a  $\sqrt{A}$  tem a mesma unidade

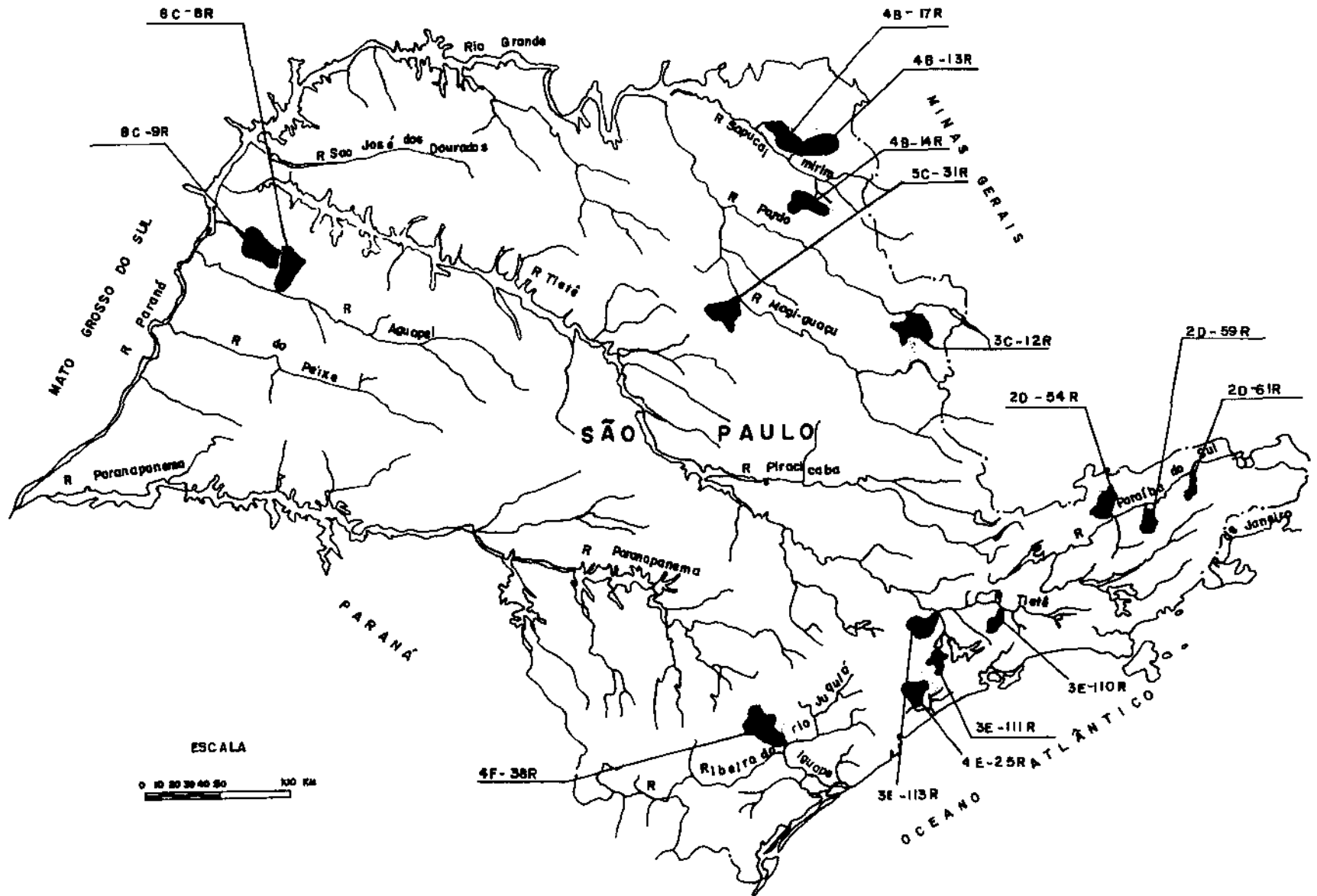


Figura 3.1 - Localização das bacias hidrográficas estudadas no Estado de São Paulo

Tabela 3.1 - Dados das Bacias Hidrográficas Estudadas

Posto Fluviométrico	Nome	Latitude	Longitude	Período Estudado
4B-13R	SÍTIO CACHOEIRA	20 <sup>o</sup> 36' S	47 <sup>o</sup> 12' W	JUN/85-DEZ/89
4B-14R	BATATAIS	20 <sup>o</sup> 52' S	47 <sup>o</sup> 32' W	JUL/81-DEZ/89
4B-17R	GUARÁ	20 <sup>o</sup> 25' S	47 <sup>o</sup> 53' W	JUL/81-DEZ/89
3C-12R	ITOBI	21 <sup>o</sup> 43' S	46 <sup>o</sup> 59' W	JUL/81-DEZ/89
5C-31R	FAZ. STA. TEREZA	21 <sup>o</sup> 38' S	48 <sup>o</sup> 05' W	SET/88-DEZ/89
8C-8R	FAZ. RETIRO	21 <sup>o</sup> 19' S	51 <sup>o</sup> 12' W	FEV/82-DEZ/89
8C-9R	ANDRADINA/NOVA INDEPENDÊNCIA	21 <sup>o</sup> 00' S	51 <sup>o</sup> 25' W	JUN/89-DEZ/89
2D-54R	FAZ. KANEGAI	22 <sup>o</sup> 54' S	45 <sup>o</sup> 33' W	JAN/79-DEZ/89
2D-59R	PIRAPITINGUI	22 <sup>o</sup> 56' S	45 <sup>o</sup> 19' W	ABR/68-DEZ/89
2D-61R	PITÉU	22 <sup>o</sup> 40' S	45 <sup>o</sup> 01' W	MAI/73-DEZ/89
3E-110R	POÁ	23 <sup>o</sup> 33' S	46 <sup>o</sup> 20' W	SET/82-DEZ/89
3E-111R	EMBU-GUAÇU	23 <sup>o</sup> 50' S	46 <sup>o</sup> 48' W	DEZ/81-DEZ/89
3E-113R	CAPITÓLIO	23 <sup>o</sup> 31' S	46 <sup>o</sup> 53' W	AGO/82-DEZ/89
4E-25R	ROSAS	23 <sup>o</sup> 59' S	47 <sup>o</sup> 00' W	OUT/81-DEZ/89
4F-38R	QUILOMBO	24 <sup>o</sup> 20' S	47 <sup>o</sup> 55' W	JUL/81-DEZ/89

Tabela 3.1. - (continuação)

Posto Fluviométrico	A(Km <sup>2</sup> )	I <sub>c</sub>	L(Km)	H* (m)	S <sub>1</sub> (m/m)	S <sub>H</sub> (m/m)	t <sub>c</sub> (hs)
4B-13R	259	1,57	48,7	388,0	0,0062	0,0061	8,5
4B-14R	178	1,69	28,9	338,0	0,0087	0,0083	4,9
4B-17R	264	1,31	40,3	342,0	0,0048	0,0049	7,2
3C-12R	346	1,59	37,8	82,0	0,0044	0,0037	5,5
5C-31R	142	1,34	19,0	145,0	0,0059	0,0066	4,2
8C-8R	184	1,55	32,4	160,0	0,0026	0,0031	7,5
8C-9R	398	1,30	37,6	163,0	0,0027	0,0028	8,8
2D-54R	161	1,48	27,2	1310,0	0,0329	0,0176	2,7
2D-59R	67	1,26	14,4	852,0	0,0340	0,0183	1,5
2D-61R	38	1,66	18,1	397,0	0,0086	0,0057	2,7
3E-110R	66	1,46	16,1	63,0	0,0029	0,0032	4,8
3E-111R	129,4	1,72	27,0	62,0	0,00074	0,00066	8,7
3E-113R	135	1,69	27,2	274,0	0,0041	0,0066	5,0
4E-25R	130	1,42	23,6	78,0	0,0013	0,0016	6,8
4F-38R	270	1,72	42,5	810,0	0,0071	0,0024	5,5



### 3.3. - Determinação do Hidrograma e do Hietograma Médio Observados, da Chuva de Projeto e do Volume do Escoamento Superficial Observado

Inicialmente foram relacionados várias das maiores enchentes registradas em cada bacia, sendo que alguns destes eventos tiveram que ser abandonados por falta ou precariedade dos dados simultâneos. A partir dos linigramas dos eventos escolhidos e usando a curva cota-vazão foram obtidos os hidrogramas. Foram utilizadas as curvas cota-vazão obtidas pela Divisão de Técnica de Hidrologia do DAEE-SP. Devido ao maior número de medições de vazão disponíveis, algumas curvas cotas-descarga foram modificadas em relação as utilizadas por REDA (1985). A bacia 5B-15R - Fazenda Continental não pôde ser utilizada, pois apresenta um afluente de jusante que nas enchentes também contribue a montante da estação hidrométrica da bacia.

Para obtenção da distribuição no tempo da chuva média observada na bacia foram inicialmente utilizados os totais diários dos pluviômetros e pluviógrafos. Utilizando-se a "Carta do Brasil" do IBGE, na escala 1:50.000, através da rede de Thiessem foram calculados os totais diários médios. Em seguida, estes valores médios foram distribuídos no tempo utilizando os dados do pluviógrafo.

Após a seleção final dos eventos escolhidos resultaram 131 hidrogramas de enchentes observados, com as precipitações médias observadas correspondentes, o que resulta em uma média de 9 eventos por bacia. Na tabela 3.1 é apresentado o período de dados analisados de cada bacia, no qual são disponíveis dados observados de linígrafo e de pluviógrafo.

Para se obter a precipitação de projeto, associada a um período de retorno, utilizou-se as equações intensidade-duração-frequência. Calculou-se a intensidade máxima para uma duração igual ao tempo de concentração, com exceção do método de Ven Te Chow onde calculou-se para várias durações. As equações intensidade-duração-frequência utilizadas para cada bacia são apresentadas na tabela 3.2.

**Tabela 3.2** - Equação intensidade pluviométricos(i) - duração(t) - frequência( $T_r$ ) utilizada, Valores do Coeficiente de Distribuição Espacial da Chuva K (figura 2.1), Valores do Coeficiente de Escoamento Superficial C, do fator de forma F e do Coeficiente de escoamento superficial volumétrico  $c_2$  para as bacias hidrográficas estudadas.

Bacia Hidrográfica Pre- fixo	Equação $i \times t \times T_r$ usada (item 2.2.2)	K	C	F	$c_2$
4B-13R	Barretos	0,90	0,30	2,68	0,32
4B-14R	Ribeirão Preto	0,90	0,37	1,92	0,46
4B-17R	Barretos	0,90	0,32	2,20	0,37
3C-12R	São Simão	0,88	0,33	1,32	0,34
5C-31R	São Simão	0,90	0,30	1,41	0,20
8C-8R	Lins	0,92	0,23	2,12	0,29
8C-9R	Lins	0,88	0,29	1,67	0,24
2D-54R	Aparecida	0,86	0,24	1,90	0,28
2D-59R	Aparecida	0,91	0,18	1,56	0,26
2D-61R	Aparecida	0,94	0,28	2,60	0,28
3E-110R	São Paulo	0,94	0,42	1,76	0,42
3E-111R	São Paulo	0,94	0,22	2,10	0,22
3E-113R	São Paulo	0,92	0,43	2,07	0,43
4E-25R	São Paulo	0,93	0,10	1,83	0,10
4F-38R	Tapirai	0,88	0,21	2,29	0,21

Para se obter o volume do escoamento superficial observado foi feita a separação dos escoamentos utilizando um método bastante comum na prática da engenharia, e que consiste em: a) através de uma reta, prolongar para adiante a curva depletiva que vinha sendo observada até o início da onda estudada (ponto A); b) prolongar esta reta até a reta vertical que passa pelo pico do hidrograma, sendo o cruzamento denominado de ponto B; c) traçando-se em papel logarítmico o trecho descendente do hidrograma obteve-se o ponto C, de início da reta correspondente a curva depletiva (admitida a hipótese de que a curva depletiva do hidrograma é bem aproximada por uma curva exponencial); d) unindo com a reta o ponto A e B e os pontos B e C obteve-se a separação dos escoamentos e calculou-se o volume do escoamento superficial.

### 3.4 - Método Racional

A utilização deste método consiste na aplicação da fórmula apresentada na equação (2.1), que só permite obter a vazão de pico. Para tanto, é necessário obter-se os valores do coeficiente de escoamento superficial  $C$ , da intensidade de precipitação média na bacia  $I_m$  e a área da bacia  $A$ .

Para se obter a distribuição no tempo da precipitação média, para os eventos observados, seguiu-se o descrito no item 3.3. A partir do gráfico da distribuição da chuva média no tempo se obteve a maior altura pluviométrica para uma duração igual ao tempo de concentração da bacia. Para os eventos cuja precipitação durou um tempo inferior ao tempo de concentração não foi possível aplicar o método. Para as precipitações de projeto associadas a períodos de retorno, obtidas através das equações intensidade-duração-frequência, calculou-se a intensidade máxima para um tempo igual ao tempo de concentração, para vários períodos de retorno, e sobreeste valor puntual aplicou-se o coeficiente de distribuição espacial da chuva  $K$ , da figura 2.1, para se obter a precipitação média, conforme apresentado no item 2.2.2. Os valores de  $K$ , função da área e do tempo de concentração da bacia, são apresentados na tabela 3.2. Existem diversos métodos para se obter o tempo de concentração  $t_c$ . Baseando-se na bibliografia, como por

exemplo CHOW(1962), CHOW et al.(1964), USBR(1977), SOUSA PINTO et al.(1976), HIEMSTRA e REICH(1967) e HJELMFELT e CASSIDY(1975) verifica-se uma preferência pela equação (2.21). Esta foi a equação utilizada para se obter  $t_c$ , cujos valores estão na tabela 3.1.

Da mesma forma que para  $t_c$ , também para o coeficiente de escoamento superficial C existem várias fórmulas e tabelas para sua determinação. Uma das tabelas mais apresentada e recomendada é a tabela 2.3. Baseando-se no valores da tabela 2.3 e na experiência de vários hidrólogos, usou-se os coeficientes C da tabela 3.3. Na tabela 3.2 tem-se os valores médios de C para as bacias em estudo, obtidos considerando-se a descrição da cobertura vegetal das bacias, apresentada no Apêndice A.

Convém ressaltar que não foi observada a limitação do tamanho da área da bacia para aplicação do método Racional, conforme mencionado no item 3.1.

A inclusão deste método neste estudo se deve a que este método é muitas vezes utilizado em bacias com áreas maiores que as recomendadas para sua aplicação, sendo que em alguns casos é usado como método de cálculo e em outros para se ter uma ordem de grandeza da vazão de pico.

### 3.5 - Método de I-Pai-Wu Modificado

O método originalmente proposto por WU(1963) é mais utilizado com as modificações propostas por COSTA(1964), juntamente com as de PLANIDRO( ) e UEHARA(1989). Esta versão modificada do método é que foi utilizada neste estudo. Desta forma o método é usado principalmente para se obter a vazão de pico.

Uma vez determinado o comprimento do talvegue principal L e a área da bacia hidrográfica A calcula-se o fator de forma da bacia F com a equação (2.47). Conhecendo-se o tipo de solo e a cobertura da bacia da tabela 2.6 obtem-se o valor do coeficiente de escoamento superficial volumétrico  $c_2$ . Da equação (2.49) calcula-se o coeficiente de escoamento superficial global C. O coeficiente de distribuição espacial da chuva K é obtido da figura 2.1, em função da área de drenagem A e do

**Tabela 3.3 - Valores do Coeficiente de Escoamento Superficial C usados**

Características da Bacia	C
florestas	0,10
reflorestamento, cerrados, macega	0,20
fazendas com campos e pastos	0,40
fazendas com plantações	0,30
cidade (na média)	0,70
várzea	1,00

**Tabela 3.4 - Valores da duração da precipitação do hidrograma unitário D é do número da curva do escoamento superficial CN do método do SCS, do número de escoamento superficial N do método de Ven Te Chow e as letras utilizadas para representar os eventos de cada bacia nas figuras**

Bacia Hidrográfica	Letra símbolo	D	CN	N
4B-13R	N	75	60	58
4B-14R	G	45	64	68
4B-17R	F	60	58	54
3C-12R	O	50	72	79
5C-31R	A	40	72	86
8C-8R	B	60	53	49
8C-9R	C	80	53	59
2D-54R	D	25	76	80
2D-59R	E	15	64	74
2D 61R	H	25	77	83
3E-110R	I	40	70	78
3E-111R	J	80	60	59
3E-113R	K	45	74	81
4E-25R	L	60	60	60
4F-38R	M	50	74	80

tempo de duração da chuva. A duração da chuva é adotada igual ao tempo de concentração da bacia  $t_c$  e para esta duração é obtida a intensidade pluviométrica  $I$ . Utilizando-se a equação (2.52) obtem-se a vazão de pico  $Q_p$ .

Para se obter a intensidade pluviométrica  $I$  tem-se que considerar duas situações distintas. No caso das precipitações observadas seguiu-se o mesmo procedimento para se obter a maior intensidade pluviométrica média observada, com duração igual ao tempo de concentração, apresentado no item 3.4. Neste caso, este valor médio representa o produto  $I.K$ , ou seja, é equivalente a se adotar  $k=1,0$  para o cálculo da vazão de pico  $Q_p$  utilizando-se a equação (2.52). No outro caso, para se obter as precipitações de projeto  $I$ , associadas a períodos de retorno, utilizou-se o mesmo procedimento descrito no item 3.3 para o caso. Para esta situação o valor de  $k$  é diferente da unidade, no cálculo de  $Q_p$ .

Para este método, o tempo de concentração  $t_c$  também foi obtido pela equação (2.21). Os valores de  $F$  e  $c_2$  utilizados são apresentados na tabela 3.2.

Um programa de computador, em linguagem Basic, com procedimento utilizado é apresentado no Apêndice C.

### 3.6 - Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do "Soil Conservation Service" (HUT-SCS)

Este método permite que se obtenha, além da vazão de pico, o hidrograma resultante. Para se obter o HUT-SCS tem-se que calcular a vazão de pico  $q_p$ , o tempo de pico  $t_p$ , o tempo de base  $t_b$ .

No cálculo de  $t_p$ , utilizando a equação (2.58), tem-se que obter a duração da chuva do hidrograma unitário  $D$  e o tempo de concentração  $t_c$ . Conforme já mostrado quando da apresentação do método Racional (item 3.4), para este método o  $t_c$  também foi obtido pela equação (2.21). Uma grande variedade de fórmulas tem sido utilizadas para se obter a duração da precipitação efetiva  $D$  para se determinar o hidrograma unitário, conforme o item 2.4.2. Como se pode observar a maioria das fórmulas apresenta  $D$  menor ou igual a uma certa relação do

tempo de retardamento ou do tempo de concentração. VIESSMAN et al (1977) e McCUEN (1982) apresentam a equação (2.71) que foi obtida diretamente do hidrograma unitário adimensional obtido nos estudos do "Soil Conservation Service", como apresentado no item 2.4.2. A equação (2.71) também satisfaz a maioria das outras equações, pois apresenta um dos menores valores para D, tendo sido a utilizada neste estudo.

Utilizando-se a equação (2.59) obtém-se o tempo de base  $t_b$ . A vazão de pico  $q_p$  do hidrograma unitário é obtida a partir da equação (2.60).

Para se obter a precipitação efetiva  $P_e$  tem-se dois casos, também para este método. No caso das precipitações observadas, obteve-se a correspondente precipitação média diária na bacia, utilizando as alturas pluviométricas registradas nos pluviômetros e nos pluviógrafos, através do método de Thiessen. Posteriormente, baseando-se no pluviógrafo as alturas pluviométricas diárias foram distribuídas no tempo, em intervalos de duração D (ou seja, fez-se um histograma). Calculou-se as alturas pluviométricas acumuladas para cada intervalo e com este valor obteve-se a precipitação efetiva acumulada para cada intervalo usando a equação (2.68). A precipitação efetiva em cada intervalo foi obtida subtraindo-se a precipitação efetiva acumulada do intervalo menos o valor correspondente do intervalo anterior (USBR, 1977). No outro caso, para a precipitação de projeto, associada a um período de retorno, calculou-se a intensidade através das equações intensidade-duração-frequência, para um tempo igual ao tempo de concentração, para vários períodos de retorno. Esta precipitação de projeto foi dividida em precipitações iguais de duração D. A partir daí, da mesma forma que para as precipitações observadas, conforme descrito acima, obteve-se a precipitação efetiva em cada intervalo.

Conforme já apresentado no item 2.4.1, para se obter a precipitação efetiva é necessário obter-se o número da curva de escoamento superficial CN. Para tanto, utilizou-se a condição II de unidade antecedente da bacia. Localizou-se cada bacia em um mapa do Estado de São Paulo e baseando-se em LOMBARDI NETO et al.(1989), BRASIL(1960) e SETZER e PORTO (1979), tendo também sido consultados

outros hidrólogos e geólogos, obteve-se o valor médio do número da curva de escoamento superficial CN. Com CN obteve-se o valor da precipitação efetiva. Para se obter o valor médio de CN levou-se também em consideração a descrição da cobertura vegetal da bacia apresentada no Apêndice A.

Obtida a precipitação efetiva, para cada chuva de duração D obtém-se um hidrograma triangular resultante. Somando-se estes hidrogramas deslocados de D se obtém o hidrograma final. Este procedimento está descrito em detalhes no item 2.4.

Os valores de D e CN para cada bacia hidrográfica são apresentados na tabela 3.4.

Um programa de computador, em linguagem Basic, com toda a metodologia usada é apresentado no Apêndice C. Além de calcular o hidrograma final, este também é desenhado.

A precipitação efetiva calculada segundo o proposto pelo "Soil Conservation Service", conforme descrito acima, foi comparada com a precipitação efetiva observada, obtida da divisão do volume total escoado superficialmente pela área da bacia.

Os valores de CN foram obtidos da tabela 2.14 por ser uma adaptação dos valores originais propostos pelo SCS (que estão na tabela 2.15) as condições do Estado de São Paulo.

### 3.7 - Método de Ven Te Chow

O método de Ven Te Chow só permite que se obtenha a vazão de pico. O procedimento para se chegar a vazão de pico está apresentado no item 2.5.5.

Para se obter o número de escoamento superficial N também se utilizou inicialmente o apresentado por LOMBARDI NETO et al.(1989), BRASIL(1960) e SETZER e PORTO(1979), tendo sido consultados outros hidrólogos e geólogos, até se obter o tipo de solo. A partir do tipo de solo, da cobertura e das condições de superfície da bacia utilizou-se a tabela 2.18, apresentada por CHOW(1966), para se obter o valor de N, e depois calculou-se o valor médio de N.

A altura precipitada para cada duração de chuva t, no caso das



precipitações observadas, foi obtida tomando-se a maior altura precipitada na duração  $t$  durante toda a chuva. Para a precipitação de projeto, associada a um período de retorno, também se usou para cada bacia as mesmas equações intensidade-duração-frequência indicadas na tabela 3.2, com um aumento de 6% para compensar o efeito da não uniformidade de distribuição da precipitação (item 2.5.2). Em ambos os casos se utilizou dados de precipitação do próprio local ou muito próximo a ele, daí resultou que o fator climático  $Y$  foi adotado igual a 1,0.

Para se utilizar um programa de computador, foi necessário obter uma equação para o fator de redução de pico  $Z$  em função do tempo de retardamento  $t_p$  e da duração da chuva  $t$ . Utilizando-se os dados da tabela (2.19) e a sugestão do Prof. Paulo Sampaio Wilken obteve-se:

$$Z = 0,0101 + 0,8507 \cdot (t/t_p) - 0,2271 \cdot (t/t_p)^2 + 0,0247 \cdot (t/t_p)^3 \quad (3.1)$$

A equação (3.1) apresentou em relação aos valores de  $Z$  da tabela (2.13) um desvio médio de 0,004 e um desvio padrão dos resíduos de 0,005.

Na tabela 3.4 são apresentados os valores de  $N$  usados neste método, para cada bacia.

O programa de computador, em linguagem Basic, para aplicação do método é apresentado no Apêndice C.

Convém ressaltar que, embora  $CN$  e  $N$  representem teoricamente a mesma coisa, os valores obtidos para estes parâmetros foram ligeiramente diferentes. A origem de ambos são os valores propostos pelo SCS (tabela 2.15), mas aqueles valores foram adaptados para o Estado de São Paulo, por SETZER e PORTO (1979), para serem usados no método de estimação de enchentes do SCS, sendo que estes novos valores são denominados neste trabalho de  $CN$ . Por outro lado, CHOW (1962) também alterou os valores da tabela 2.15 para serem usados no seu método, os quais são neste trabalho denominados de  $N$ .

### 3.8 - Método do Hidrograma Unitário Sintético Regionalizado para Bacias Rurais do Estado de São Paulo segundo REDA(1985)

Este método apresenta fórmulas regionalizadas para o Estado de São Paulo, que permitem definir o hidrograma unitário sintético em função de características fisiomorfológicas da bacia hidrográfica.

Convém ressaltar que este método não tinha por objetivo apresentar e nem recomendar um procedimento para se determinar a precipitação efetiva. A partir das equações apresentadas no item 2.6 obtém-se o tempo de pico  $t_p$ , a vazão de pico  $q_p$ , a largura do HU na ordenada equivalente a 50% de  $q_p$ , denominada  $t_{50}$ , e o tempo de base  $t_b$ , sendo possível desta forma se obter o HU. Para se obter  $t_p$  se utilizou a equação (2.87), por apresentar maior coeficiente de determinação. Para se obter a duração da chuva associada ao HU se utiliza a equação (2.92).

Por apresentar um HU curvilíneo optou-se por não fazer um programa de computador para este método, sendo o HU obtido conforme indicado na figura 2.16 e seguindo a recomendação do "Corp of Engineers", citado em VIESSMAN et al. (1977) quanto a colocação de  $t_{50}$ . Nesta recomendação o tempo  $t_{50}$  deve ser colocado no HU de tal forma a ter a relação 1:2 em relação ao tempo de pico do HU, com o tempo menor a esquerda do tempo do pico e o tempo maior do lado direito.

Como não se tem um procedimento para se obter a precipitação efetiva indicado pelos autores, foram feitas duas verificações. Utilizando a distribuição da chuva média observada na bacia, obtida conforme apresentado no item 3.3, foi feito um histograma da chuva para intervalos de duração D, obtida pela equação (2.92). Com este histograma da precipitação foi traçada uma reta horizontal cortando o histograma em duas partes, tendo a parte superior uma altura total correspondente à razão entre o volume do escoamento superficial e a área da bacia hidrográfica. Este método é denominado de método do índice  $\phi$  de infiltração. Para a precipitação da parte acima da reta aplicou-se o HU correspondente a uma chuva de duração D e obteve-se o

hidrograma resultante. Um procedimento igual, mas no caminho inverso, foi o utilizado por REDA (1985) para se obter o HU a partir do hidrograma observado. O hidrograma resultante obtido da aplicação do HU foi comparado ao hidrograma observado. O hidrograma resultante obtido desta maneira tem a vantagem de ter usado diretamente a precipitação efetiva observada, mas tal procedimento não pode ser utilizado quando não se dispõe do hidrograma observado. Este foi o procedimento no caso da aplicação do método tendo-se as precipitações observadas.

No caso da aplicação do método usando a precipitação de projeto, calculada através das equações intensidade-duração-frequência, o procedimento para se obter a precipitação efetiva foi o mesmo adotado para o método do SCS para o caso em questão e que esta apresentado no item 3.6.

Para se obter o volume de escoamento superficial utilizou-se o descrito no item 3.3.

Considerando-se que o método do HU sintético do SCS e o de REDA(1985) não utilizam a mesma metodologia para se obter a precipitação efetiva, fez-se uma comparação dos HU obtidos por cada método e o HU médio observado na bacia. Para tanto, calculou-se o HU observado para cada precipitação observada cuja duração era próxima a escolhida para a comparação. O HU médio representativo da bacia, para a duração escolhida, foi obtido alinhando-se os picos dos HU obtidos de cada evento e calculando-se as ordenadas médias para cada instante.

## 4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 - Introdução

O objetivo deste capítulo é apresentar a aplicação da metodologia apresentada anteriormente, com vistas a avaliação dos resultados obtidos com os cinco métodos de estimação de vazões de enchente.

Inicialmente são apresentados no item 4.2 os resultados obtidos com a aplicação dos métodos usando as precipitações de projeto, ou seja, as precipitações obtidas da equação intensidade pluviométrica - duração - frequência para vários períodos de retorno. Os resultados são comparados entre eles e também com a vazão de pico associada a um período de retorno, obtida com os dados observados e a distribuição de Gumbel.

No item 4.3 tem-se os resultados obtidos com a aplicação individual de cada método usando as precipitações observadas. As estimativas das vazões de enchente obtidas desta forma, para cada método isoladamente, foram comparadas aos valores de 131 hidrogramas de enchentes observadas nas 15 bacias hidrográficas estudadas, com uma média de 9 hidrogramas observados por bacia.

Uma comparação entre os resultados obtidos com a aplicação dos métodos, usando as precipitações observadas, é apresentada no item 4.4.

O método do hidrograma unitário triangular do SCS e o método de Reda permitem que se obtenha, além da vazão de pico, o hidrograma unitário. Uma comparação destes hidrogramas unitários sintéticos com os observados é apresentada no item 4.5.

Os resultados obtidos com o cálculo da precipitação efetiva, com os métodos do SCS e o que utiliza o coeficiente de escoamento superficial, são apresentados e comparados com os valores observados no item 4.6.

Nas figuras apresentadas neste capítulo cada bacia é representada por uma letra, conforme indicado na tabela 3.4. O número que acompanha a letra indica a que evento corresponde aquele ponto. Nestas figuras também são representadas as linhas que corresponderiam a um valor calculado 25% maior ou menor que o observado (indicada por +25% e -25%, respectivamente) e assim por diante.

#### 4.2 - Resultados obtidos com a Aplicação dos Métodos Usando a Precipitação de Projeto

Neste caso utilizou-se as precipitações obtidas das equações intensidade pluviométrica -duração- frequência para os períodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 200 e 500 anos. Estas equações de chuva utilizadas para cada bacia são apresentadas na tabela 3.2.

As vazões de pico obtidas com a aplicação dos diferentes métodos são apresentadas na tabela B.1 do Apêndice B. Com os dados da tabela B.1 fez-se a figura 4.1, onde são representados os intervalos de variação das vazões de pico para os períodos de retorno ( $T_r$ ) de 10 a 500 anos, para cada método de estimação das vazões de enchente e para cada bacia estudada. É importante ressaltar que na figura 4.1 as bacias estão colocadas em ordem crescente de área. Como se pode observar, a variação da magnitude da vazão de pico entre os diferentes métodos é grande. Para uma mesma bacia, as vazões de pico obtidas com o uso de um método para o período de retorno de 10 anos ( $Q_{10}$ ) é superior a vazão de pico obtida com o uso de outro método para o período de retorno de 500 anos ( $Q_{500}$ ). Como exemplo, tem-se a bacia 4B-13R entre os métodos

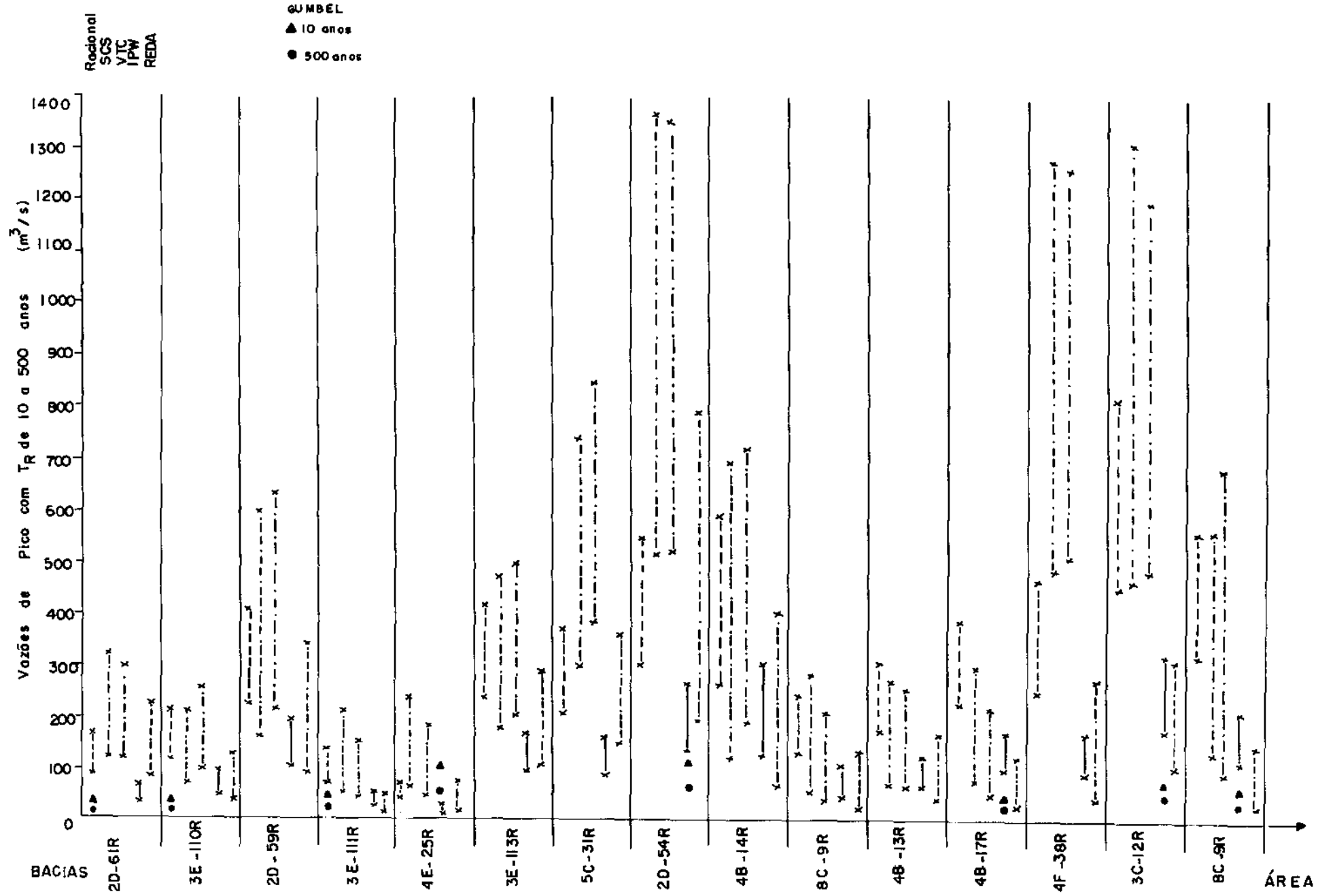


Figura 4.1 - Vazões de pico com períodos de retorno de 10 a 500 anos

Racional e os de IPW e Reda, ou nas bacias 3C-12R e 5C-31R entre o método do SCS e os de IPW e Reda. A diferença na magnitude das estimativas entre os diferentes métodos, para um mesmo período de retorno, chegam a 500%.

Embora se esperasse que o método Racional fosse um dos que desse os maiores valores de vazão, da figura 4.1 se pode observar que seus resultados são de uma maneira geral menores que os do SCS e de VTC, não sendo possível concluir que seus resultados sejam alterados com o aumento da área das bacias em relação aos outros métodos. As maiores diferenças entre os métodos Racional e os do SCS e VTC ocorrem para as vazões de grandes períodos de retorno, como ocorreu para as bacias 2D-61R, 2D-54R e 4F-38R. Generalizando, o método Racional tem um comportamento intermediário entre os métodos do SCS e o de VTC e os de IPW e Reda, mas fica mais próximo dos métodos do SCS e o de VTC.

Os métodos do SCS e o de VTC apresentam resultados muito próximos. Não se pode dizer que isto seja devido, em princípio, ao mesmo método de cálculo da precipitação efetiva ou excesso de precipitação, pois o mesmo método também foi usado no método de Reda, que deu resultados bem inferiores aos dos dois métodos. Os métodos do SCS e de VTC deram os maiores resultados (chegando em alguns casos a serem sete vezes maiores que os correspondentes de outro método), só sendo superados em duas bacias (4B-13R e 4B-17R) pelo método Racional. Mas, mesmo nestas duas bacias as diferenças percentuais entre as vazões correspondentes dos métodos Racional, SCS e de VTC não são tão grandes quanto nas outras bacias, em que os métodos do SCS e de VTC superam o método de Racional, como por exemplo na 2D-54R e 4F-38R. Uma outra característica comum aos métodos do SCS e de VTC foi a grande amplitude da diferença entre os valores para os períodos de retorno menores e os maiores, não sendo superados em nenhum caso por qualquer dos outros métodos. Isto fez com que para algumas bacias os valores para baixos períodos de retorno de alguns métodos fossem relativamente próximos, mas que a diferença fosse enorme para os altos períodos de retorno, como no caso das bacias 4B-13R e 8C-9R.

Para os métodos de IPW e Reda pode-se dizer que o

comportamento foi bastante próximo, mas que geralmente dão valores bem menores que os outros métodos. A amplitude de variação dos valores do método de Reda, entre os valores de altos e baixos períodos de retorno, é muito maior que no caso de IPW. Para bacias de áreas menores pode-se dizer que o método de IPW apresenta valores menores e que a diferença entre os dois métodos é bem maior para altos períodos de retorno. Da bacia 4B-14R para as de maior área, o método de IPW passa a apresentar valores maiores que os de Reda, para baixos períodos de retorno. Mas, para altos valores de período de retorno os resultados com o método de IPW são de uma maneira geral próximos e até inferiores aos do método de Reda.

Embora os períodos observados de vazões nas bacias em estudo sejam pequenas, para as bacias com mais de 5 anos de período de observação, aplicou-se o método de Gumbel e obteve-se as vazões máximas associadas a períodos de retorno, conforme apresentado na tabela B.1 do apêndice B. Nesta tabela também são indicados os períodos de observação disponíveis de cada bacia, sendo que as bacias que não tem esta indicação tem um período de observação inferior a 5 anos completos. Pode-se observar que somente a bacia 3E-111R tem só 5 anos de período observado, a bacia 2D-61R tem 14 anos, a 2D-54R tem 17 anos e as demais analisadas tem de 7 a 9 anos de período observado. Das bacias estudadas, 6 delas tem um período de observação inferior a 5 anos completos. Os resultados obtidos com o método de Gumbel (que se ajustou bem aos dados) para períodos de retorno de 10, 25, 50, 100, 200 e 500 anos (os mesmos utilizados no cálculo da precipitação com a equação intensidade pluviométrica - duração - frequência) são apresentadas na tabela B.1, sendo que os resultados para  $t_r = 10$  anos e  $t_r = 500$  anos estão representados na figura 4.1. Mesmo considerando que os resultados assim obtidos devem ser vistos com ressalvas, pode-se observar que as vazões máximas obtidas com o método de Gumbel são de uma maneira geral inferiores aos obtidos com os cinco métodos em estudo. Tal fato é um indicio de que os métodos que dão valores menores de vazões de pico tendem a ser superiores aos demais, como os métodos de IPW e Reda.



#### 4.3 - Resultados de cada Método de estimação das vazões de Enchente

##### 4.3.1 - Método Racional

Os resultados obtidos da aplicação do método as 131 precipitações observadas é apresentado na tabela B.2 no apêndice B. Com os valores da tabela B.2, para o método Racional, foi construída a figura 4.2, onde são representadas as vazões de pico calculadas usando o método (QRACIONAL) em função das vazões de pico observadas (QOBS).

Considerando que o método utiliza uma precipitação de duração igual ao tempo de concentração, não foi possível calcular QRACIONAL para 58 (44%) das precipitações observadas, cuja duração foi inferior ao tempo de concentração, e que portanto não estão representadas na figura 4.2.

Da observação da figura 4.2 tem-se que nas quatro faixas de -100% até 0%, o número de vazões é inferior a 4% do total de vazões estudadas, sendo de 11% na faixa de 0% a +25%, em torno de 1% nas faixas de +25% a +75%, sendo de 5,5% na faixa de +75% à +100% e de cerca de 73% na superior a +100%. Nestas porcentagens não estão incluídas as 58 precipitações observadas que tiveram duração inferior ao tempo de concentração. Portanto, tem-se que na grande maioria dos casos ( $\frac{3}{4}$ ) o método dá resultados superiores ao dobro da vazão observada ( $QRACIONAL > 2.QOBS$ ). Para este método 8,1% das vazões calculadas foram inferiores a QOBS e 19,3% resultou  $QOBS < QRACIONAL < 2.QOBS$ . Portanto, 91,9% resultou  $QRACIONAL > QOBS$ . Estes resultados confirmam os obtidos por REICH e HIEMSTRA (1965) e eram esperados considerando-se as limitações do método.

O método apresentou os maiores valores calculados em relação aos observados, com vários valores da ordem de 20 vezes maior que o observado.

##### 4.3.2 - Método de I-Pai-Wu Modificado

Da aplicação do método IPW foram obtidos os resultados

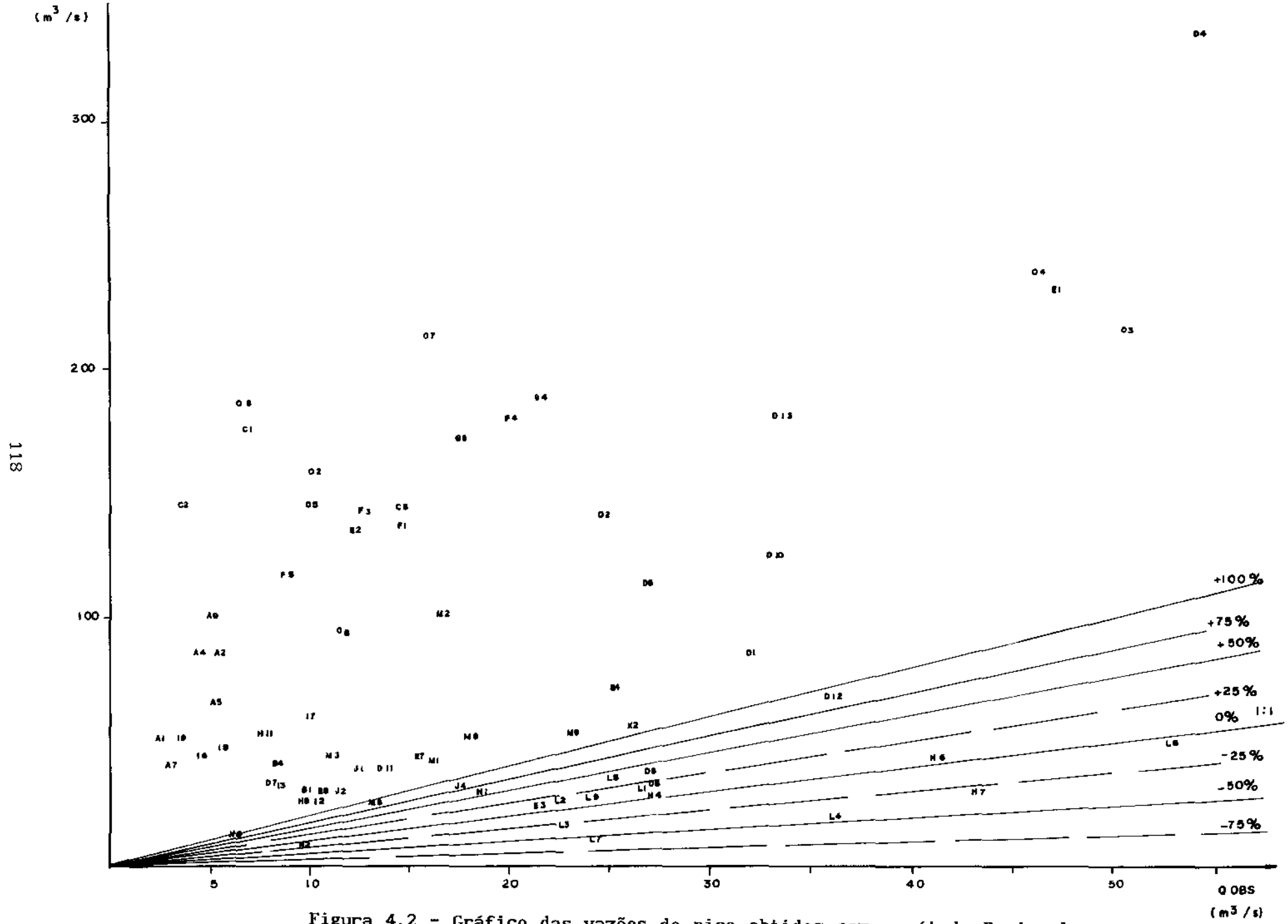


Figura 4.2 - Gráfico das vazões de pico obtidos com o método Racional (Q<sub>RACIONAL</sub>) em função da vazão de pico observada (Q<sub>OBS</sub>)

apresentados na tabela B.2, no apêndice B, os quais estão representados na figura 4.3 em função das vazões de pico observadas QOBS.

Da mesma forma que no caso do método Racional, não foi possível calcular QIPW para 58 (44%) das precipitações observadas, cuja duração foi inferior ao tempo de concentração, sendo que por esta razão estão representados 73 eventos observados na figura 4.3.

Da figura 4.3 tem-se que das vazões calculadas cerca de 3% resultaram menores ou iguais a 75% da vazão observada (portanto, estão dentro da faixa -100% a 75%), sendo que dentro de cada faixa de -75% a +100% resultou uma média de 8% das vazões calculadas e para as vazões QIPW que resultaram superiores ao dobro da observada (portanto, na faixa acima de +100%) resultou cerca de 43% dos resultados. Para o método obteve-se que em 31% dos casos  $QIPW < QOBS$ , em 26% resultou  $QOBS < QIPW < 2 QOBS$  e para 69% obteve-se  $QIPW > QOBS$ . Portanto, embora a maioria (43%) dos casos resulte superiores ao dobro da vazão observada, um número considerável de casos resultou menores ou iguais a QOBS e entre a QOBS e o dobro dela, ou seja, 31% e 26% respectivamente.

O método apresentou vários valores da ordem de dez vezes superior ao valor observado.

#### 4.3.3 - Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do SCS

Da aplicação das precipitações observadas ao método se obteve os resultados apresentados na tabela B.2. Com estes valores obteve-se a figura 4.4, na qual são representadas as vazões de pico calculadas com o método (Qscs) em função das vazões de pico observadas (QOBS). Não estão representadas na figura 4.4 cerca de 30% das Qscs calculadas que resultaram nulas, pois o valor da abstração inicial  $A_i$  foi superior ao total precipitado. Em várias bacias se obteve valores de Qscs nula, embora para outros eventos da mesma bacia Qscs resultasse muitas vezes superior a QOBS. Considerando que 30% das Qscs resultaram nulas, o número de Qscs em cada faixa de -100% a 0% é da ordem de 7%, sendo de 2% para as faixas de 0% a +100%. Valores de Qscs superiores a +100%, ou seja, superiores ao dobro de QOBS foram 32%.



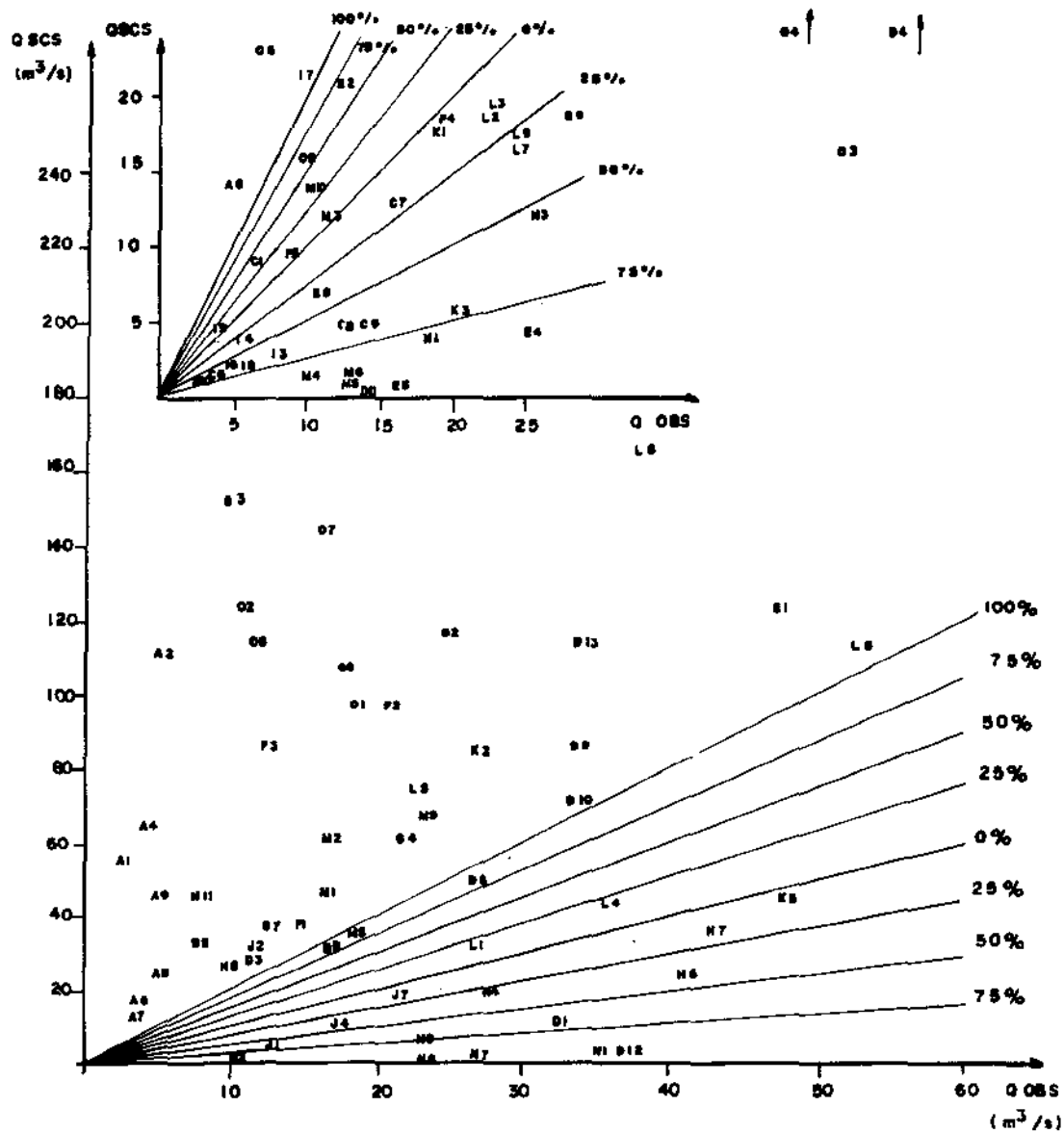


Figura 4.4 - Gráfico das vazões de pico obtidas com o método do SCS (Q<sub>SCS</sub>) em função das vazões de picos observadas (Q<sub>OBS</sub>)

Como se pode observar o valor da abstração inicial  $A_i$  assume uma grande importância, de tal forma a anular algumas vazões calculadas com o método. Consequentemente, os valores do número da curva de escoamento superficial CN utilizados no cálculo de  $A_i$ , pela equação (2.68) assume um papel relevante. Da observação das tabelas 2.14 ou 2.15, onde se pode obter o valor de CN, se pode verificar a grande variedade de valores para o mesmo tipo de cobertura vegetal, valores estes que são função do tipo e das condições superficiais do solo e da condição hidrológica para infiltração. CHOW (1962) ao adotar o mesmo método do SCS para se obter a precipitação efetiva eliminou da tabela de valores de CN a condição hidrológica de infiltração, adotando valores médios. A determinação do valor de CN também assume grande importância ao alterar o valor da precipitação efetiva  $P_e$ . Uma pequena alteração no valor de  $P_e$  ao ser multiplicada pelas vazões do HU podem se tornar uma grande diferença. Daí a necessidade de se basear no maior número de informações possíveis, embora mesmo assim só se possa ter uma idéia dos grandes grupos de situações da bacia, seja de solo ou de cobertura vegetal.

Não considerando que 30% das Qscs resultaram nulas, obteve-se que 43% dos resultados Qscs < Qobs, que em 13% teve-se Qobs < Qscs < 2. Qobs e que em 57% obteve-se Qscs > Qobs.

Desta forma tem-se que para as pequenas precipitações o método do HUT-SCS apresentou uma vazão nula e para as grandes precipitações resultou na maioria dos casos uma vazão de pico superior ao dobro da observada (não se considerando as Qscs nula tem-se que em cerca de 45% dos casos Qscs > 2. Qobs).

O método apresentou vários valores da ordem de quinze vezes o valor observado, com alguns valores da ordem de vinte vezes superior.

#### 4.3.4 - Método de Ven Te Chow

Os resultados obtidos com o método de Ven Te Chow utilizando as precipitações observadas estão na tabela B.2, os quais foram representados na figura 4.5.

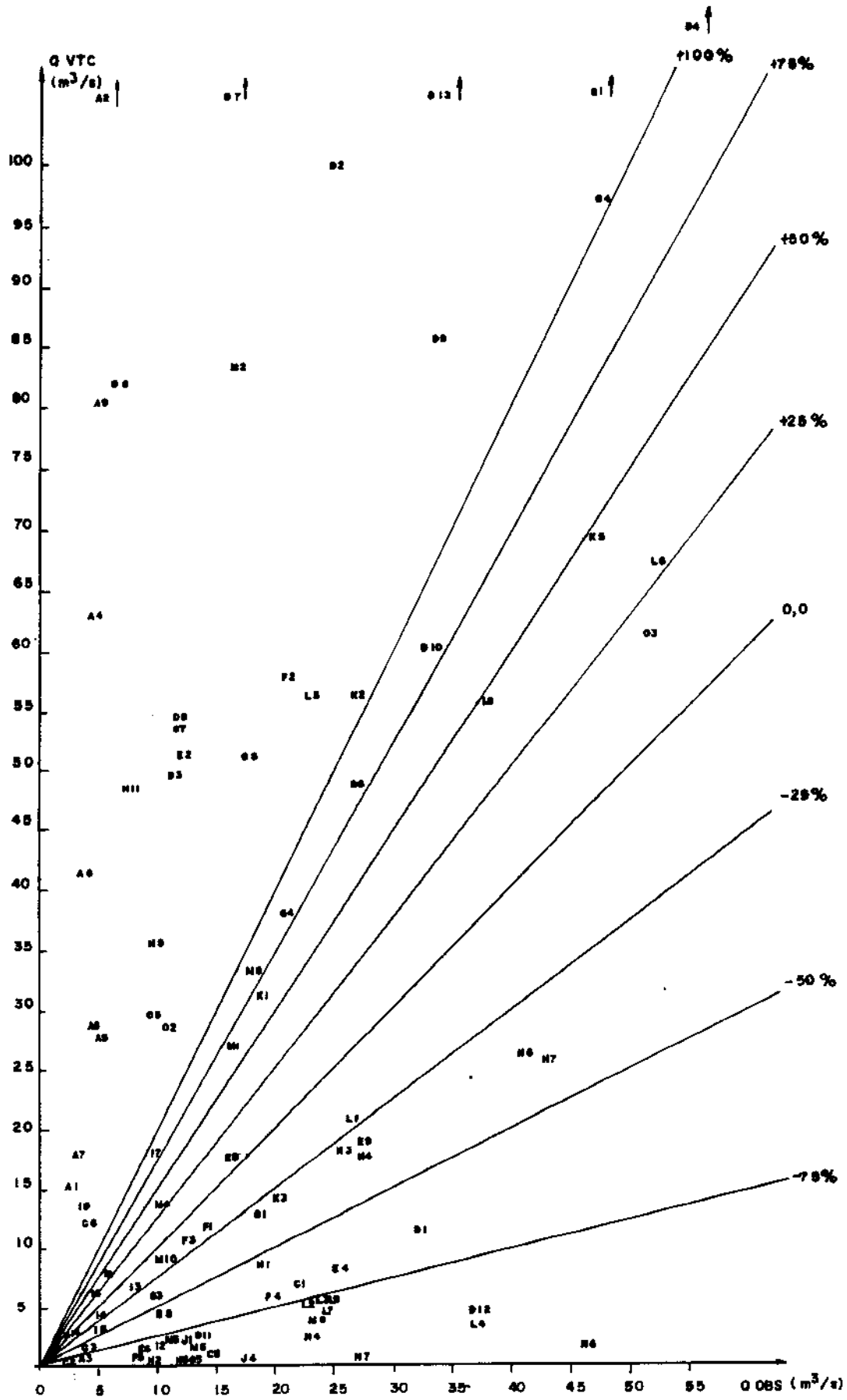


Figura 4.5 - Gráfico das vazões de pico obtidas com o método de Ven Te Chow (Qvrc) em função das vazões de pico observadas (Qobs)

Como este método utiliza o mesmo procedimento que o método do SCS para o cálculo da precipitação efetiva, valem neste caso as mesmas observações do item 4.3.3 com relação a precipitação efetiva. Portanto devido ao método de cálculo da precipitação efetiva, várias vazões calculadas com o método QvTC resultaram nulas. Os eventos para os quais isto ocorreu não foram exatamente os mesmos para os quais resultou Qscs nulas, por dois motivos. Primeiro devido que para este método se adotou os valores máximos de altura de precipitação contínua para várias durações escolhidas e muitas vezes, anteriormente a chuva que gerou a vazão de pico, ocorria uma pequena chuva com algum intervalo de tempo sem chuva entre elas. Desta forma esta chuva inicial não era computada para o método de VTC e era para o do SCS resultando em alguns casos Qscs não nula e QvTC nula. Por outro lado, os valores do número da curva de escoamento superficial CN e o número do escoamento superficial N resultaram diferentes (ambos são usados na equação (2.68)), sendo maiores os valores de N do método de VTC e resultando em algumas situações QvTC não nula e Qscs nula. Os valores CN e N utilizados estão apresentados nos itens 3.6 e 3.7 e na tabela 3.4.

Da figura 4.5 observa-se que uma grande porcentagem (25%) das vazões calculadas QvTC resultou na faixa de -100% à -75%. Para as faixas de -75% à +100% resultou em cada uma a média de 6%, sendo que ocorreu os menores valores nas faixas 0 à 25% e +50% à 75%, da ordem de 3% cada. Para a faixa maior que +100% resultou cerca de 34%. Desta forma tem-se que ocorreram 49% dos valores calculados inferiores aos observados e 51% superiores.

O método apresentou valores da ordem de 10 vezes superior ao valor da vazão de pico observada, com alguns valores da ordem de quinze vezes superior.

#### 4.3.5 - Método do Hidrograma Unitário Sintético Regionalizado de Reda

O método também foi aplicado utilizando-se as precipitações observadas e os resultados obtidos estão na tabela B.2 e na figura 4.6,



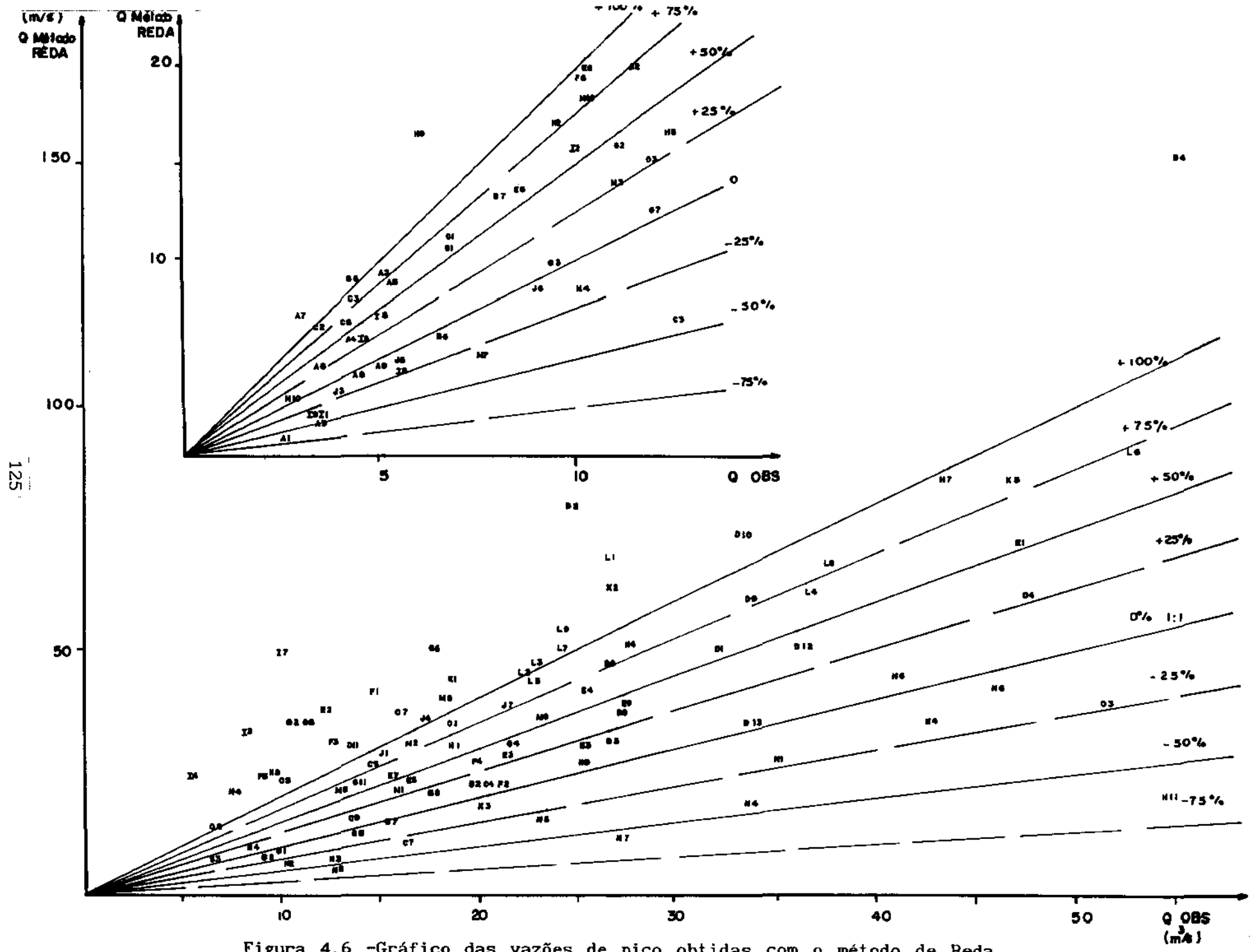


Figura 4.6 -Gráfico das vazões de pico obtidas com o método de Reda (QREDA) em função das vazões de pico observadas (QOBS)

onde são apresentadas as vazões de pico calculadas QREDA em função das vazões de pico observadas QOBS.

É importante ressaltar que não foi proposto por REDA (1985) um método para se calcular as precipitações efetivas, quando se pretende utilizar as equações do método apresentadas naquele estudo. Por esta razão, o mesmo método utilizado para se obter a precipitação efetiva, quando da determinação das equações do método, é que foi utilizado neste item. Este método se baseia na determinação do volume de escoamento superficial a partir do hidrograma observado. Como se dispunha da precipitação observada, e também do hidrograma gerado por ela, o método pôde ser aplicado. No caso das precipitações de projeto, associadas a um determinado período de retorno, não se dispõe do hidrograma observado e o método não pode ser aplicado. Neste caso tem-se que adotar outro procedimento para se obter a precipitação efetiva (no item 4.2 adotou-se o método do SCS para o cálculo da precipitação efetiva na aplicação do método de Reda). Resulta daí que para o método de Reda, quando aplicado as precipitações observadas, o volume escoado superficialmente foi observado, ou seja, os volumes escoados superficialmente calculados eram praticamente iguais aos observados, a pequena diferença se deve ao método usar um processo gráfico. O método de Reda aplicado as precipitações observadas tem portanto uma vantagem em relação aos outros métodos, não sendo possível desta forma uma comparação direta entre eles.

Da figura 4.6 tem-se que nenhuma vazão de pico calculada QREDA resultou na faixa -100% à 75% e que 3% ocorreu na faixa -75% à -50%. Nas faixas de -50% à +100% resultou em média em cada faixa 12% das vazões e na faixa superior a +100% obteve-se 22%. Tem-se que 24% são  $QREDA < QOBS$  e que 54% são  $QOBS < QREDA < 2 \cdot QOBS$ .

Conforme ressaltado por REDA (1985), muitas das estações hidrométricas utilizadas em seu estudo apresentaram curvas cota-vazão instáveis no tempo. Neste estudo pôde-se constatar que várias das equações cota-descarga (curva-chave) utilizadas naquele estudo foram modificadas, devido ao maior número de medições de vazão disponíveis atualmente. Embora se tenha evitado trabalhar com estações

hidrométricas cujas curvas cota-descarga não estivessem bem definidas, no apêndice A são apresentadas as equações utilizadas neste estudo, de tal forma a permitir futuras comparações. Por outro lado, a bacia hidrográfica correspondente ao posto fluviométrico 5B-15R - Fazenda Continental, usada por REDA(1985), não pôde ser utilizada neste, estudo, pelas razões já apresentadas no item 3.3. Ambos os fatos citados contribuem para uma menor margem de acerto nos cálculos utilizando o método de Reda. Com a correção destes fatos e também considerando a maior disponibilidade de eventos observados nas bacias do estudo de Reda e em outras pequenas bacias do Estado de São Paulo, uma revisão das fórmulas propostas para o método fará com que ele melhore. Convém ressaltar que REDA(1985) sugere esta revisão, considerando os eventos observados que utilizou.

#### 4.4 - Comparação dos Resultados das Vazões de Pico entre os Métodos de Estimação das Vazões Enchentes

Na figura 4.7 são representados histogramas com as frequências (F) com que ocorreram as vazões de enchentes, em função do desvio percentual (D) em relação a vazão de pico observada. Portanto, nos histogramas, o valor de  $D = 0\%$  indica que não houve desvio do valor calculado para o observado,  $D = +25\%$  indica um valor calculado 25% maior que o observado,  $D = -25\%$  indica um valor calculado 25% menor que o observado, e assim por diante.

Observando-se a figura 4.7 tem-se que o método Racional tem uma grande tendência a dar resultados superiores ao dobro do valor observado (72,6%), sendo que 91,9% das vazões de pico calculadas foram maiores que a observada. Da figura 4.1 observa-se que o método Racional dá valores abaixo dos métodos do SCS e VTC e que as diferenças entre ele e os métodos do SCS e VTC crescem, de uma maneira geral, para valores associados a grande períodos de retorno. Como os períodos de dados observados disponíveis é pequeno, de uma maneira geral se pode dizer que a maioria das vazões de pico esta associada a pequenos períodos de retorno. Esta deve ser uma das razões pelas quais a

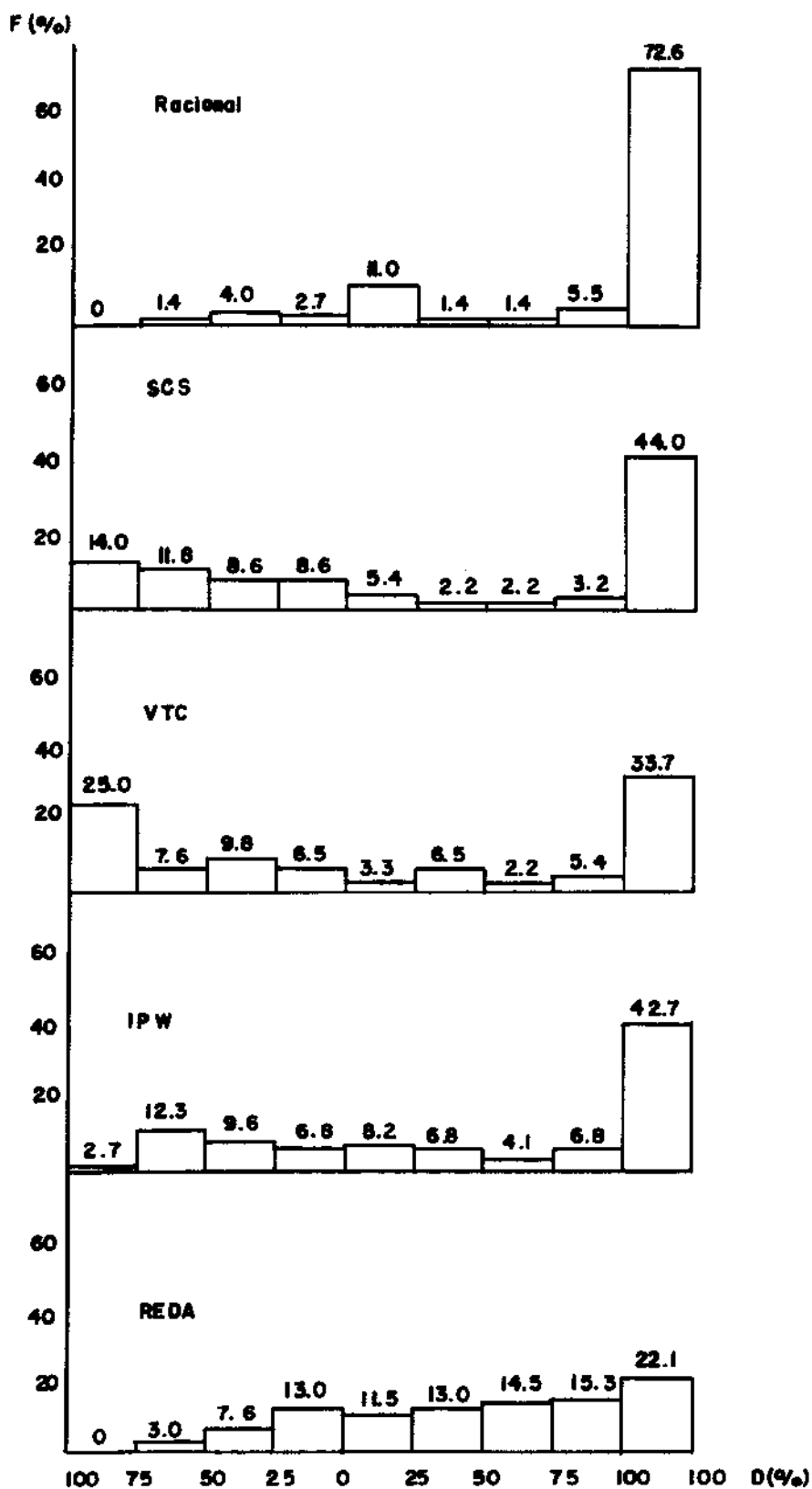


Figura 4.7 - Histogramas com as frequências (F) com que ocorreram as vazões de pico calculadas com os métodos em função do desvio percentual D em relação a vazões de pico observadas em função do desvio percentual (D) em relação a vazões de pico observadas

diferença entre as vazões de pico do método Racional e as do método do SCS e IPW não manteve o comportamento apresentado na figura 4.1. Por outro lado, para 44% dos eventos observados não foi possível aplicar o método Racional, pois a duração daquelas precipitações eram inferiores ao tempo de concentração. Já no caso do métodos do SCS e de VTC em 30% dos casos a vazão calculada foi nula. Estes valores, para os métodos Racional, VTC e SCS, não estão representados na figura 4.7. Tem-se portanto uma diferença entre os sub-conjuntos dos eventos representados no caso do método Racional e dos métodos do SCS e VTC.

Da mesma forma que no caso das precipitações de projeto (figura 4.1), também no caso dos eventos observados (figura 4.7) os métodos do SCS e de VTC apresentam um comportamento semelhante.

O método de IPW, da mesma forma que o método Racional, não pôde ser aplicado a 44% dos eventos observados. Da figura 4.7, quando comparado com o método Racional, que tem os mesmos eventos representados, tem-se que o método do IPW apresenta valores menores, como já foi constatado no caso das precipitações de projeto na figura 4.1.

Para o método de Reda convém salientar que se utilizou na aplicação do método os volumes escoados superficialmente observados, o que dá uma vantagem ao método. Desta forma, da figura 4.7 tem-se que os melhores resultados foram obtidos com a aplicação deste método, ou seja, com precipitações efetivas bem calculadas pode-se considerar que o método reproduz satisfatoriamente as vazões de pico calculadas. Da figura 4.1 tem-se que o método de Reda deu os menores valores calculados, sendo que para esta figura o método de cálculo da precipitação efetiva foi o mesmo para os métodos de Reda, SCS e VTC. Portanto, tem-se que os métodos dos SCS e de VTC dão valores muito maiores que os de Reda.

#### 4.5 - Comparação dos Hidrogramas Unitários Sintéticos com os Observados

Além da vazão de pico, o método do hidrograma unitário triangular do SCS e o de Reda permitem que se obtenha o hidrograma

unitário. Uma comparação dos hidrogramas unitários sintéticos obtidos com o método do SCS e os observados é apresentada na tabela 4.1, sendo que na tabela 4.2 é apresentada a mesma comparação com os hidrogramas unitários (HU) do método de Reda. Em ambas as tabelas  $t_r$  é o tempo de recessão do HU (que é a diferença entre o tempo de base  $t_b$  e o tempo de pico  $t_p$ ),  $t_{50E}$  e  $t_{50D}$  são a largura do HU na ordenada equivalente a 50% da vazão de pico do HU  $q_p$ , medidas a esquerda (E) e a direita (D) do tempo de pico, sendo portanto que  $t_{50} = t_{50E} + t_{50D}$ .

Considerando que os métodos de Reda e do SCS propõem durações da precipitação diferentes para se obter o HU, não foi possível comparar diretamente os HU de ambos os métodos, mas se comparou cada um deles com o correspondente HU médio observado na bacia.

A grande vantagem de se comparar os HU ao invés dos hidrogramas resultantes da aplicação dos HU é que se separa a influência do método de cálculo da precipitação efetiva do resultado.

Da tabela 4.1 se observa que as vazões de pico dos HU obtidos com o método do SCS ( $q_{SCS}$ ) são no mínimo 20% superiores as vazões de pico dos HU médios observados ( $q_{OBS}$ ), nos casos das bacias 4B-13R, 3E-110R e 3E-113R, chegando até 7 vezes maior, no caso da bacia 4F-38R. Em média  $q_{SCS}$  resultou 3,5 vezes superior a  $q_{OBS}$ . Conseqüentemente, os valores do tempo de pico  $t_p$ , do tempo de recessão  $t_r$  e o tempo de base  $t_b$  tinham que ser menores que os observados, e em média resultaram ser 37%, 23% e 25% do valor observado, respectivamente. Convém ressaltar que mesmo teoricamente  $t_r$  e  $t_b$  no hidrograma unitário triangular do SCS devem ser menores que os observados, mas que isto não implica em que  $q_{SCS}$  deva ser maior que  $q_{OBS}$ .

Na tabela 4.2 tem-se que as vazões de pico do HU obtidos com o método de Reda ( $q_{REDA}$ ) apresentam cerca de 30% dos valores inferiores a  $q_{OBS}$ , sendo que a diferença máxima neste caso é de -30%. Para os valores que superam  $q_{OBS}$  somente um resultou 2,1 vezes superior, ficando os demais no máximo 1,6 vezes superior. Na média foi obtido  $q_{REDA} = 1,23 q_{OBS}$ . Como conseqüência, os valores de  $t_p$ ,  $t_r$  e  $t_b$  também resultaram muito próximos dos valores observados, sendo que em média foram 95%, ~~92%~~ e 90% do valor observado, respectivamente.

87

Tabela 4.1 - Hidrogramas Unitários Observados e os Hidrogramas Unitários Sintéticos do Método do "Soil Conservation Service"

BACIA	D (min)	OBSERVADOS					
		q <sub>obs</sub> (m <sup>3</sup> /s.mm)	t <sub>p</sub> (h)	t <sub>r</sub> (h)	t <sub>b</sub> (h)	t <sub>50 E</sub> (h)	t <sub>50 D</sub> (h)
4B-13R	75	8,0	10,0	19,0	29,0	3,5	5,5
4B-14R	45	5,4	6,0	26,0	32,0	2,0	6,0
4B-17R	60	3,0	26,0	49,0	75,0	7,0	11,0
3C-12R	50	1,7	53,0	75,0	128,0	38,0	18,0
5C-31R	40	5,1	9,0	19,0	28,0	2,0	3,0
8C-8R	60	2,8	29,0	35,0	64,0	9,0	7,5
8C-9R	80	3,9	35,0	60,0	95,0	14,0	9,0
2D-54R	25	6,4	6,0	20,0	26,0	2,5	3,5
2D-59R	15	5,1	2,5	21,0	23,5	1,5	2,0
2D-61R	25	2,3	5,0	10,0	15,0	0,8	3,3
3E-110R	40	3,6	5,0	15,0	20,0	2,0	2,0
3E-111R	80	1,2	20,0	45,0	65,0	11,5	22,0
3E-113R	45	6,6	3,0	15,0	18,0	1,3	3,0
4E-25R	60	1,1	38,0	43,0	81,0	14,0	11,5
4F-38R	50	2,2	22,0	66,5	88,5	12,0	17,0

Tabela 4.1 - (continuação)

BACIA	MÉTODO SCS			
	qscs (m <sup>3</sup> /s.mm)	tp (h)	tr (h)	tb (h)
4B-13R	9,4	5,7	9,6	15,3
4B-14R	10,9	3,4	5,6	9,0
4B-17R	11,4	4,8	8,1	12,9
3C-12R	19,3	3,7	6,3	10,0
5C-31R	10,3	2,8	4,8	7,6
8C-8R	7,7	5,0	8,4	13,4
8C-9R	13,9	6,0	9,9	15,9
2D-54R	18,3	1,8	3,2	5,0
2D-59R	13,3	1,05	1,75	2,8
2D-61R	4,3	1,8	3,1	4,9
3E-110R	4,2	3,2	5,4	8,6
3E-111R	4,6	5,9	9,8	15,7
3E-113R	8,3	3,4	5,6	9,0
4E-25R	6,0	4,6	7,6	12,2
4F-38R	15,1	3,7	6,2	9,9



Tabela 4.2 - Hidrogramas Unitários Observados e os Hidrogramas Unitários Sintéticos do Método de Reda

BACIA	D (min)	OBSERVADOS					
		qOBS (m <sup>3</sup> /s.mm)	tp (h)	tr (h)	tb (h)	t50 E (h)	t50 D (h)
4B-13R	15	7,9	10,0	20,0	30,0	3,5	5,5
4B-14R	90	5,3	6,2	27,0	33,2	3,0	6,0
4B-17R	150	3,0	27,0	51,0	78,0	9,5	14,0
3C-12R	225	1,7	54,0	77,5	131,5	<del>36,0</del>	<del>21,0</del>
5C-31R	80	5,0	9,0	19,0	28,0	2,5	3,0
8C-8R	150	2,8	30,0	36,5	66,5	8,5	9,3
8C-9R	300	3,9	36,0	63,0	99,0	13,0	13,0
2D-54R	50	5,5	6,0	21,0	27,0	2,0	2,5
2D-59R	30	4,8	4,0	20,0	24,0	1,5	2,0
2D-61R	25	2,3	5,0	10,0	15,0	0,8	3,3
3E-110R	80	3,3	5,0	16,0	21,0	2,0	3,0
3E-111R	280	1,2	21,0	47,0	68,0	12,0	21,5
3E-113R	90	6,3	4,0	16,0	20,0	1,5	4,0
4E-25R	180	0,8	38,0	46,0	84,0	18,0	23,5
4F-38R	250	1,9	33,0	70,0	103,0	15,5	21,0

Tabela 4.2 - (continuação)

BACIA	MÉTODO DE REDA				
	Q <sub>REDA</sub> (m <sup>3</sup> /s.mm)	t <sub>p</sub> (h)	t <sub>r</sub> (h)	t <sub>b</sub> (h)	t <sub>50</sub> (h)
4B-13R	5,6	13,5	33,0	46,5	11,9
4B-14R	5,5	9,0	21,0	30,0	7,0
4B-17R	4,2	16,0	38,0	54,0	14,2
3C-12R	3,7	22,5	54,0	76,5	21,8
5C-31R	4,5	9,0	19,5	28,5	7,0
8C-8R	2,9	15,5	33,5	49,0	15,1
8C-9R	3,2	30,0	72,0	102,0	30,5
2D-54R	8,8	5,5	13,0	18,5	3,7
2D-59R	7,5	2,5	6,5	9,0	1,8
2D-61R	3,2	3,2	5,2	8,4	2,7
3E-110R	2,4	6,7	16,3	23,0	6,5
3E-111R	1,0	28,0	65,0	93,0	36,3
3E-113R	4,4	8,0	19,0	27,0	6,7
4E-25R	1,7	17,0	41,0	58,0	18,9
4F-38R	2,6	24,0	57,0	81,0	25,1

Da comparação dos hidrogramas unitários sintéticos com os observados é nítida a vantagem do método de Reda sobre o método do SCS.

#### 4.6 - Comparação dos Volumes Escoados Superficialmente e dos Tempos de Base dos Hidrogramas Calculados com os Observados

Os métodos do SCS e o de Reda que permitem a determinação não só da vazão de pico, mas também do hidrograma de enchente, possibilitam que se compare também os volumes escoados superficialmente calculados (da aplicação dos métodos às precipitações observadas) com os volumes observados. Os resultados obtidos estão apresentados na tabela B.3, no apêndice B.

Da comparação dos resultados obtidos com o método do SCS com os observados tem-se que 67% dos volumes calculados são inferiores aos observados, sendo que destes 55% era inferior a metade do volume observado. O tempo de base dos hidrogramas calculados resultou na média igual a 35% do observado. Para estes tempos de base 80,4% deles resultaram inferiores a metade dos observados, 93,4% são inferiores a 75% do valor observado e 97,8% são inferiores ao valor observado.

No caso do método de Reda tem-se que 93,1% dos volumes calculados resultaram entre o volume observado e um volume 25% maior que o observado, sendo que 4,6% estão entre o volume observado e um volume 25% menor que o observado e 2,3% estão entre os volumes 25% e 50% maiores que o observado. Como já ressaltado no item 4.3.5, estes resultados para o método de Reda devem ser vistos com grandes reservas, pois se utilizou a precipitação efetiva observada no cálculo. Os resultados obtidos só não foram exatamente iguais aos observados devido no método de Reda se ter que usar um processo gráfico para somar os hidrogramas. Mas, dos hidrogramas calculados com o método de Reda também se pode comparar os tempos de base. Observou-se que 20,6% dos tempos de base calculados resultou inferior a metade do observado, 33,6% resultou entre a metade e 75% do valor observado, 24,4% entre 75% do valor observado e o valor observado, 7,6% entre o valor observado e um valor 25% acima, 4,6% entre os valores 25% e 50% acima do observado

e 9,2% acima de 50% do valor observado. Portanto, o método também tem uma tendência a fornecer tempos de base inferiores aos observados, embora esta tendência seja bem menor que no caso do método do SCS.

#### 4.7 - Comparação das Precipitações Efetivas Calculadas com as Observadas

Na tabela B.4, no apêndice B, são apresentadas as precipitações totais observadas ( $P_t$ ), a precipitação efetiva observada ( $P_{eOBS}$ ) e as precipitações efetivas calculadas com o método do SCS ( $P_{eSCS}$ ) e usando o coeficiente de escoamento superficial ( $P_{eC}$ ). Na figura 4.8 é apresentado o gráfico de  $P_{eSCS}$  em função de  $P_{eOBS}$  e na figura 4.9 o gráfico de  $P_{eC}$  em função de  $P_{eOBS}$ . Da mesma forma que para as vazões de pico, também são apresentados nos gráficos das figuras 4.8 e 4.9 as linhas que representam os valores de  $P_{eSCS}$  igual a  $P_{eOBS}$ , indicada por 0%; as linhas indicadas por +25% e -25% indicam valores de  $P_e$  calculadas maiores e menores que  $P_{eOBS}$  em 25%, respectivamente, e assim sucessivamente. Na figura 4.10 são apresentadas os histogramas com as frequências ( $F$ ) com que ocorreram  $P_{eSCS}$  e  $P_{eC}$  em função do desvio percentual ( $D$ ) em relação a  $P_{eOBS}$ .

Das figuras 4.8 e 4.10, para o método de cálculo da precipitação efetiva proposto pelo SCS, tem-se que 68,1% das precipitações calculadas resultaram inferiores aos valores observados, sendo que destas 49,2% resultaram entre 0 e 50% da precipitação efetiva observada. Superiores ao valor observado resultaram 31,9% das precipitações efetivas calculadas, sendo que 20,1% resultaram entre o valor observado e o dobro dele. Convém ressaltar que não estão incluídas nestes resultados cerca de 40% das  $P_{eSCS}$ , que resultaram inferiores ou iguais a 0,05 mm. Estes resultados são muito próximos dos obtidos para os volumes escoados superficialmente nos hidrogramas calculados com a utilização do método do SCS, como deveriam ser.

De acordo com o que já foi apresentado no item 4.3.3, da tabela B.4, das figuras 4.8 e 4.10 e considerando que para cerca de 40% as  $P_{eSCS}$  resultaram inferiores a 0,05 mm, pode-se constatar a

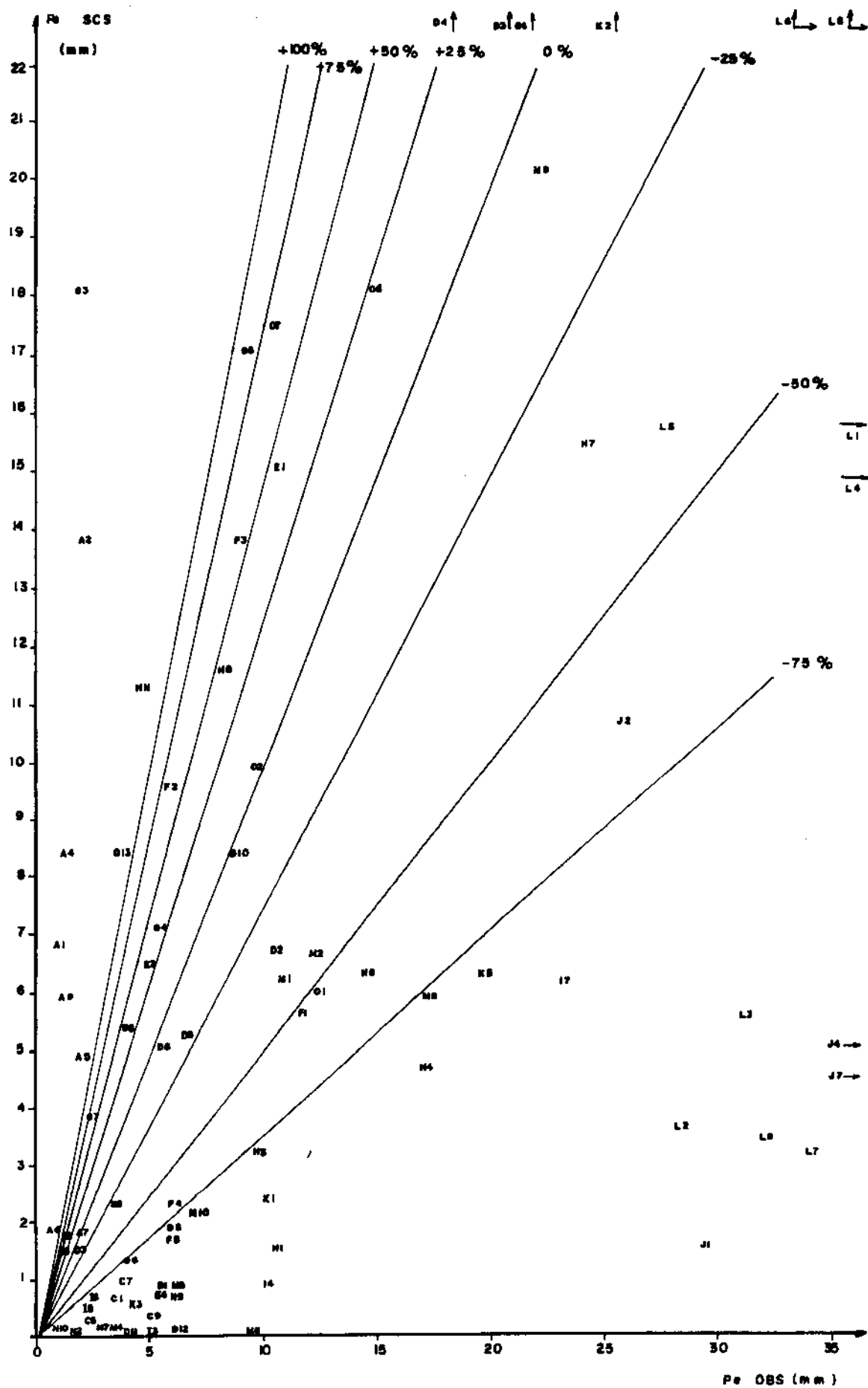


Figura 4.8 - Gráfico da precipitação efetiva calculada usando o coeficiente de escoamento superficial ( $P_{ec}$ ) em função da precipitação efetiva observada ( $P_{eOBS}$ )

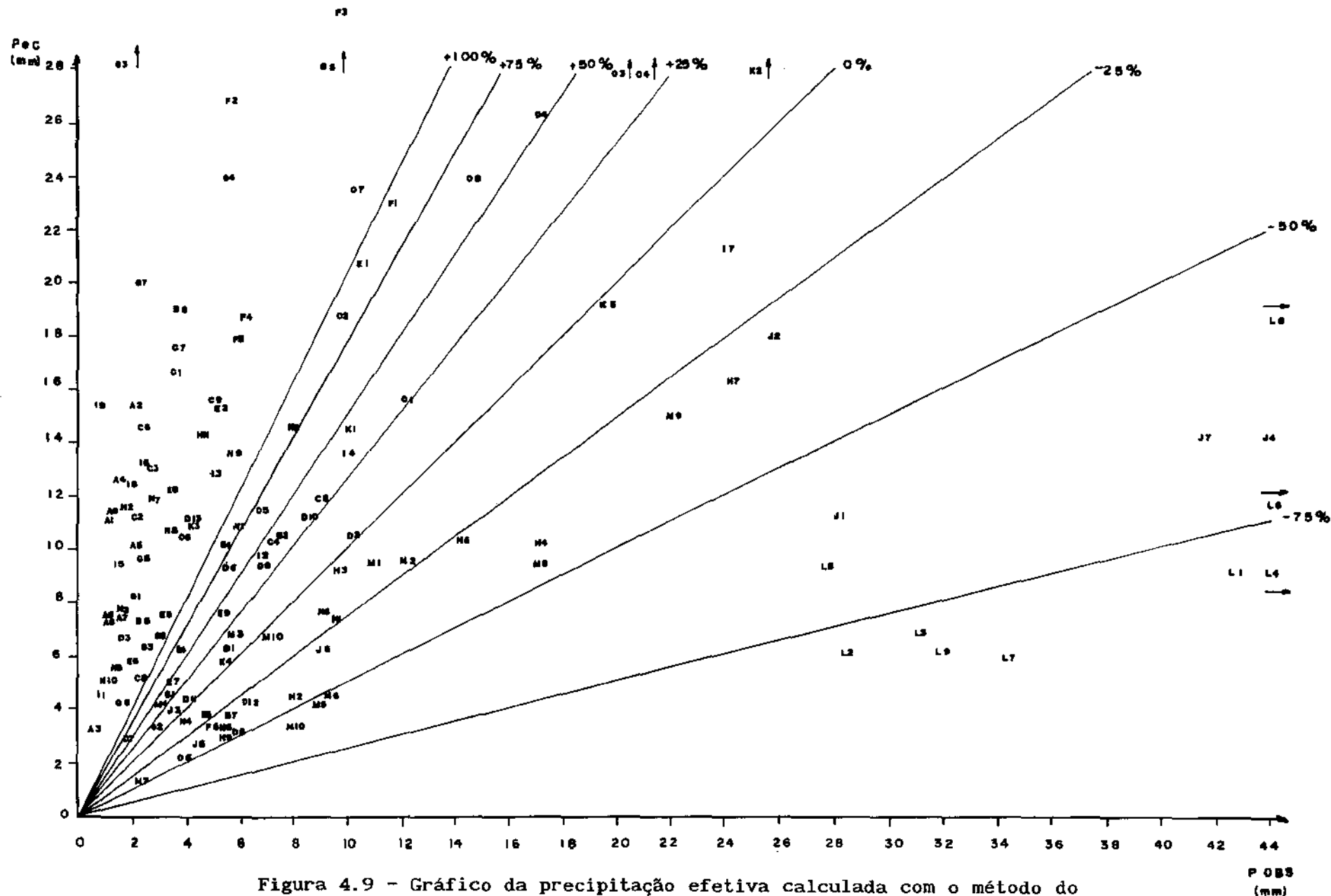


Figura 4.9 - Gráfico da precipitação efetiva calculada com o método do SCS ( $P_{escs}$ ) em função da precipitação efetiva observada

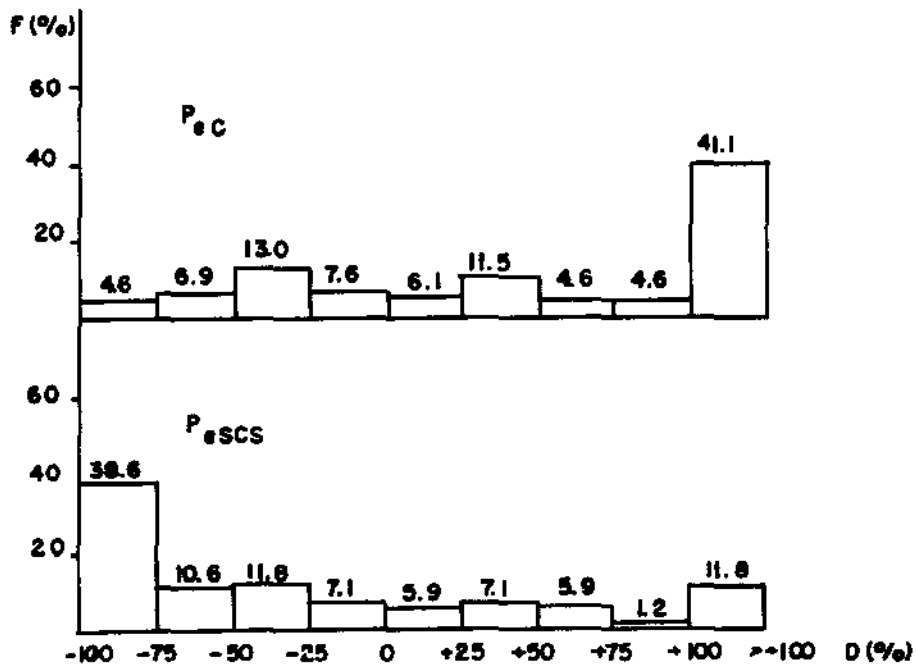


Figura 4.10 - Histogramas com as frequências (F) com que ocorreram as precipitações efetivas calculadas com os métodos do SCS ( $P_{eSCS}$ ) e usando o coeficiente de escoamento superficial ( $P_{eC}$ ), em função do desvio percentual (D) em relação a precipitação efetiva observada

importância do valor da abstração inicial  $A_i$  e do número da curva de escoamento superficial CN, utilizado no cálculo de  $A_i$  conforme a equação (2.68). Convém ressaltar que os valores de CN foram obtidos a partir da tabela 2.14 do trabalho de SETZER e PORTO(1979), cujos valores são um pouco inferiores aos apresentados pela tabela 2.15 do SCS. Desta forma, tem-se que para as pequenas precipitações a aplicação do método do SCS resultou numa precipitação efetiva nula e que para as demais precipitações a tendência é dar valores inferiores a precipitação efetiva observada (68,1%), sendo que destas 38,6% resultou entre 0 e 25% da observada.

O cálculo da precipitação efetiva usando o coeficiente de escoamento superficial consiste simplesmente em se multiplicar a precipitação média total pelo coeficiente de escoamento superficial. Este método é muito usado quando se utiliza a precipitação de projeto, sendo que nestes casos em geral se adota uma distribuição uniforme da precipitação efetiva ao longo do tempo considerado (que em geral é o tempo de concentração da bacia). Para uma avaliação deste método, ele foi aplicado as precipitações observadas. Das figuras 4.8 e 4.10 tem-se que 32,1% das  $P_{ec}$  resultaram inferiores a  $P_{eOBS}$ , 26,8% resultaram entre  $P_{eOBS}$  e o dobro de  $P_{eOBS}$  e que 41,1% resultaram superior ao dobro de  $P_{eOBS}$ . Tem-se desta forma, que 67,9% de  $P_{ec}$  é superior a  $P_{eOBS}$ . Portanto a tendência do método é dar valores de precipitação efetiva calculada maior que a observada.

Portanto, os métodos do SCS e do coeficiente de escoamento superficial tem tendências opostas. Para o método do SCS resultou que cerca de 68% deu valores inferiores ao observado e para o método do coeficiente de escoamento superficial deu o mesmo percentual de valores superiores ao observado. Aproximadamente 40% das  $P_{eSCS}$  deram entre 0 e 25% de  $P_{eOBS}$  e o mesmo percentual ocorreu para  $P_{ec}$  superior ao dobro da observada.



## 5 - CONCLUSÕES

As vazões de enchentes são a resposta de um processo estocástico no qual eventos individuais são a integração natural de um conjunto particular, no tempo e no espaço, de elementos da bacia e de entrada nela. Por razões de economia e pela inexistência de técnicas refinadas de síntese, as quais demandariam computadores gigantes, os engenheiros simplificam os modelos considerando precipitações médias, declividades médias, capacidade de infiltração médias e muitos outros elementos que afetam o processo de formação do escoamento superficial. Tais parâmetros simplificados podem ser particularmente inadequados para representar características hidrológicas importantes em algumas situações, embora normalmente sejam suficientemente representativos. Portanto, é claro que nenhum método prático pode dar resultados com uma certeza determinística. Para determinadas situações, para a mesma bacia, um ou mais métodos dão bons resultados para certos eventos, sendo que no entanto são incapazes de descrever o comportamento em outras ocasiões. O uso de diferentes métodos pode corrigir algumas destas imperfeições, enquanto deterioram outras estimativas que tinham sido previstas satisfatoriamente.

Neste estudo fez-se uma avaliação dos resultados obtidos com cinco métodos usuais de estimação de vazões de enchentes em pequenas bacias, como uma contribuição ao desenvolvimento de um critério de projeto.

Convém ressaltar que foram utilizadas 15 pequenas bacias hidrográficas rurais do Estado de São Paulo, com áreas variando de 38 a 398 km<sup>2</sup>. Para as condições desse estudo <sup>e para os parâmetros utilizados</sup> pôde-se concluir sobre algumas tendências gerais dos métodos estudados.

O método Racional tem uma grande tendência a dar vazões de pico superiores ao dobro do valor observado, mas com valores menores que os métodos do hidrograma unitário sintético do SCS e de Ven Te Chow, principalmente para valores associados à grandes períodos de retorno.

No caso do método do hidrograma unitário sintético triangular do SCS e do método de Ven Te Chow, estes apresentam vazões de pico próximas, mas muito altas em relação as observadas.

As vazões de pico dos hidrogramas unitários obtidos com o método do SCS são muitas vezes superiores as dos hidrogramas unitários observados, e conseqüentemente os tempos de base são muito inferiores.

O método de I-Pai-Wu apresentou as menores vazões de pico, mas mesmo assim tem tendência a apresentar valores maiores que os observados.

Para o método do hidrograma unitário sintético de Reda foram obtidos os melhores resultados. Os hidrogramas unitários calculados foram muito próximos dos observados, sendo as vazões de pico dos hidrogramas unitários um pouco acima e os tempos de base um pouco abaixo dos observados. A vantagem deste hidrograma unitário sobre o obtido com o método do hidrograma triangular do SCS é nítida.

O método do hidrograma unitário sintético de Reda, juntamente com o do I-Pai-Wu, apresenta os menores valores para a vazão de pico, sendo que um pouco mais da metade dos valores calculados ocorreu entre o valor observado e o dobro dele, ou seja embora também superestima parte das vazões de enchente, este foi o método que deu resultados mais próximos do observado. Portanto, uma superioridade do método de Reda foi observada.

O método para o cálculo da precipitação efetiva proposta pelo "Soil Conservation Service (SCS)" e o que utiliza o coeficiente de escoamento superficial apresentam tendências opostas. O método do SCS geralmente subestima as precipitações efetivas, enquanto o método com o

coeficiente de escoamento superficial superestima.

Considerando a maior quantidade de dados observados atualmente disponíveis, uma revisão das fórmulas do método de regionalização do hidrograma unitário, conforme proposto por Reda, fará com que a tendência do método seja evidenciada.

## 6. BIBLIOGRAFIA

- BATISTA, M. J. (1984) - "Run-off". ICID Bulletin-International Commission on Irrigation and Drainage, Vol. 33, No 2.p. 85-92.
- BERNARD, M. et al. (1949) - "Hydrology Handbook". ASCE - Manuals of Engineering Practise - No. 28 . 184 p.
- BRAKENSIEK, D.L. &. OVERTON, D.E. (1963)- Discussion of "Design Hydrographs for small Watersheds in Indiana" by I-Pai-Wu, Journal of the Hydraulics Division , ASCE, 90 (4): 297 - 320, Part 1.
- CETESB (1986) - "Drenagem Urbana - Manual de Projeto". Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB), 3ª ed, 452 p.
- CHOW, V.T. (1962) - "Hydrologic Design of Culverts". Journal of Hydraulics Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 88, No. HY2, p. 39 - 55.
- CHOW, V.T. (1962) - "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins". University of Illinois, Engineering Experiment Station Bulletin No. 462, 104 p.

- CHOW, V.T. et al. (1964)- "Handbook of Applied Hydrology  
McGraw-Hill Book Company.
- COSTA, P.C. (1964), Discussion of "Design Hydrographs for Small  
Watersheds in Indiana" by I-Pai-Wu, Journal of the Hydraulics  
Division, ASCE, 90(4): 297 - 320, Part. 1.
- GARCEZ, L.N. (1967) - "Hidrologia". São Paulo, Editora Edgard  
Blücher. 249 p.
- HIEMSTRA, L.A.V. & REICH, B.M. (1967) - "Engineering Judgment and  
Small Area Flood Peaks". Colorado State University,  
Hydrology Papers nº 19, Fort Collins, 30 p.
- HJELMFELT, A.T. Jr & CASSIDY, J.J. (1975) - "Hydrology for Engineers  
and Planners". Iowa State University Press, Ames -Iowa, 210 p
- LOMBARDI NETO, F. et al. (1988) - Nova Abordagem para Cálculo de  
Espaçamento entre Terraços. Simpósio sobre Terraceamento  
Agrícola. Fundação Cargill. Campinas, SP. p.99-124
- MAGNI, N.L.G. & MERO, F. (1982) - Precipitações Intensas no Estado de  
São Paulo. Departamento de Águas e Energia Elétrica e Escola  
Politécnica da USP, São Paulo, 187p.
- McCUEN, R.H. (1982) - "A Guide to Hydrologic Analysis Using SCS  
Method". Prentice - Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.  
145 p.
- MOSTAGHIMI, S. & MITCHELL, J.K. (1982) - "Peak Runoff Model  
Comparison on Central Illinois Watersheds". Water Resources  
Bulletin, 18(1): 9 -13.

- OCCHIPINTI, A.G. & MARQUES, P.M. (1965) - "Análise das Máximas Intensidades de chuva na Cidade de São Paulo". São Paulo, Observatório de São Paulo.
- PFAFSTETTER, O. (1957) - "Chuvas Intensas no Brasil". Rio de Janeiro, Departamento Nacional de Obras de Saneamento.
- PFAFSTETTER, O. (1976) - "Deflúvio superficial". Rio de Janeiro, Serviço de Divulgação do Departamento Nacional de Obras de Saneamento. 144 p.
- PLANIDRO ( ) - Dimensionamento Hidráulico do Canal do Ribeirão Arrudas em Belo Horizonte. Prefeitura de Belo Horizonte s.d.
- PORTO, R.L.L. (1988) - Fundamentos Hidrológicos para Projeto de Pequenas Obras. In: Pequenas Centrais Hidrelétricas. Fundação para o Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (FDTE/EPUSP/IPT). 92 p.
- RAGHUNATH, H.M. (1985) - "Hydrology - Principles, Analysis and Design". A Halsted Press Book- John Wiley & Sons Inc., 482 p.
- RAMOS, F. et. al. (1989) - Engenharia Hidrológica. ABRH; Editora da UFRJ, Rio de Janeiro. 404 p.
- REDA, A.L. de L. (1985) - "Regionalização do Hidrograma Unitário para Bacias Rurais do Estado de São Paulo". Dissert. de Mestrado apresentada a Escola Politécnica da USP, São Paulo. 269 p.
- REDA, A.L. & BRAGA, B.P.F. Jr. (1987) - Regionalização do Hidrograma Unitário Sintético para Pequenas Bacias Rurais do Estado de São Paulo. VII Simpósio Brasileiro de hidrologia e Recursos Hídricos. Anais 2. Salvador. p. 289 - 299.

- REICH, B.M. (1965) - "Estimating Flood Peaks from Small South African Catchments". Journal of Hydrology, 3 : 231-253, Amsterdam.
- REICH, B.M. & HIEMSTRA, L.A.V. (1965) - "Tacitly Maximized Small Watershed Flood Estimates. Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 91, nº HY3. p. 217 - 245.
- REMENIERAS, G. (1974) - Tratado de Hidrologia Aplicada. Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, 2º ed., 515 p.
- SANCHEZ, J. & LOPES, M.S. (1984) - Regionalização de Hidrogramas Unitários para Bacias Urbanas do Sul do Brasil. Instituto de Pesquisas Hidráulicas IPH-UFRGS, Recursos Hídricos - Publicação 8. Porto Alegre, 154 p.
- SCS (1957) - Soil Conservation Service, U.S. Dep. of Agric. National Engineering Handbook - "Hydrology"., Section 4, Supplement A, "The Hydrology Guide".
- SETZER, J. & PORTO, R.L.L. (1979) - Tentativa de Avaliação do Escoamento Superficial de Acordo com o Solo e o seu Recobrimento Vegetal nas Condições do Estado de São Paulo. Boletim Técnico DAEE, São Paulo, Vol. 2, nº 2, p. 81 - 104.
- SOLOMON, S. (1964) - Discussion of "Design Hydrographs for Small Watersheds in Indiana "by I-Pai-Wu, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 90 (4): 297 - 320, Part 1.
- SOUSA PINTO, N.L. et al. (1976) - "Hidrologia Básica". São Paulo, Editora Edgard Blücher Ltda. 278 p.
- SPRINGALL, R. (1969) - Drenaje en Cuencas Pequeñas. Instituto de Ingeniería, UNAM - Informe nº 143, México, D.F. 20 p.

- SUDO, H. et al. (1981) - Análise Intensidade - Duração - Frequência para Presidente Prudente - SP. Anais do IV Simpósio Brasileiro Hidrologia e Recursos Hídricos, Fortaleza - CE. p. 387 - 402, Vol. I.
- UEHARA, K. (1989) - Determinação da Vazão de Ponta de cheia no local do Barramento do Rio do Peixe. Companhia Paulista de Energia.
- USBR (1977) - U.S. Bureau of Reclamation - United States Department of the Interior - "Diseño de Presas Pequeñas". Companhia Editorial Continental S.A. México, D.F. 639 p.
- VIEIRA, D.B. (1981) - Análise das Máximas Intensidades de Chuvas na Cidade de Campinas. Anais do IV Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos. Vol.I, Fortaleza - CE. p. 375 - 386.
- VIEIRA, D.B. & MEDEIROS, E.M. (1980) - Estudo das Máximas Intensidades de Chuvas para a Região de Limeira. Anais do V Congresso Nacional de Irrigação e Drenagem. São Paulo, vol. II, p. 116 - 136.
- VIEIRA, D.B. & SOUSA, C.Z. (1985) - Analysis of the Relation Intensity - Duration - Frequency of Heavy Rain for Ribeirão Preto". ICID Bulletin - International Commission on Irrigation and Drainage, New Delhi- Índia, Vol. 34. p. 49-55.
- VISSMAN, W. Jr. et al. (1977) - Introduction to Hydrology. Thomas Y. Crowell Company Inc., 1977, 704 p. 2ª ed.
- VILLELA, S.M. & MATTOS, A. (1975) - "Hidrologia Aplicada". São Paulo, Editora McGRAW-Hill do Brasil Ltda. 245 p.



WILKEN, P.S. (1978) - "Engenharia de Drenagem Superficial". São Paulo, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB), 478 p.

WU, I-Pai (1963) - "Design Hydrographs for Small Watersheds in Indiana". Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 89 (6): 35 - 66.

## APÊNDICE-A

### DADOS ADICIONAIS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS ESTUDADAS

#### A.1 - BACIA DO RIBEIRÃO DO SALGADO NO POSTO 4B-13R-SÍTIO CACHOEIRA

Bacia hidrográfica com 259 km<sup>2</sup>, localizada próxima a cidade de Franca, cujo mapa é apresentado na figura A.1. Na figura A.2 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A principal ocupação do solo é de sítios com plantações de culturas permanentes, como o café, que ocupam cerca de 50% da área total; cerrados que ocupam cerca de 25%; uma pequena área urbanizada que ocupa cerca de 5%, formada pela cidade de Franca, nas proximidades da cabeceira do rio principal e o restante por culturas temporárias.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
4B-13R	SÍTIO CACHOEIRA	LINIGRAF.	20 <sup>0</sup> 36'S	47 <sup>0</sup> 42'W
02047016	FRANCA-DNAEE	PLUVIOGRAF.	20 <sup>0</sup> 32'S	47 <sup>0</sup> 23'W
B4.24	CRISTAIS PAULISTAS	PLUVIOMET.	20 <sup>0</sup> 24'S	47 <sup>0</sup> 24'W
B4-20	RESTINGA	PLUVIOMET.	20 <sup>0</sup> 36'S	47 <sup>0</sup> 29'W
B4-21	S. JOSÉ BELA VISTA	PLUVIOMET.	20 <sup>0</sup> 36'S	47 <sup>0</sup> 28'W
B4-22	RIBEIRÃO CORRENTE	PLUVIOMET.	20 <sup>0</sup> 38'S	47 <sup>0</sup> 36'W

Os postos hidrométricos, cujas entidades às quais pertencem

não foram indicados, são da rede hidrográfica do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE-SP).

As curvas cota (H) x vazão (Q) utilizadas neste estudo e que foram obtidas pela Divisão de Hidrografia do DAEE-SP são:

<u>Equação</u>	<u>Limite</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 13,2 \cdot (H-1,20)^{1,67}$		22/8/80-31/5/82
$Q_2 = 10,2 \cdot (H-1,20)^{1,26}$	$H \leq 1,73$	$Q_2$ após 1/11/86
$Q_2 = 13,2 \cdot (H-1,20)^{1,67}$	$1,73 < H$	

Nas equações das curvas cota x vazão apresentadas tem-se H em metros e Q em  $m^3/s$ .

#### A.2 - BACIA DO RIBEIRÃO DO ENGENHO DA SERRA NO POSTO 4B-14R - BATATAIS

Bacia hidrográfica com  $178 \text{ Km}^2$ , localizada próxima a cidade de Batatais, cujo mapa é apresentado na figura A.3. O perfil longitudinal do talvegue principal é apresentado na figura A.4.

O solo é ocupado principalmente por campos, cerca de 70%; uma área com plantação de pinheiros que formam o horto florestal de Batatais, com cerca de 10%; uma pequena área urbanizada formada pela cidade de Batatais, com cerca de 5%; cerrados com cerca de 10% e o restante com café.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
4B-14R	BATATAIS	LINIGRAF.	$20^{\circ}52'S$	$47^{\circ}32'W$
B4-40R	BATATAIS	PLUVIOGRAF.	$20^{\circ}53'S$	$47^{\circ}36'W$
C4-39	ALTINÓPOLIS	PLUVIOMET.	$21^{\circ}01'S$	$47^{\circ}23'W$

As curvas cota (H) x vazão (Q) utilizadas neste estudo e que foram obtidas pela Divisão de Hidrografia do DAEE-SP são:

<u>Equação</u>	<u>Limite</u>	<u>Período de validade</u>
$Q_1 = 5,84 \cdot (H-1,29)^{1,36}$	$2,95 \geq H$	$Q_1$ de 21/11/80-15/02/82
$Q_1 = 6,90 \cdot (H-1,50)^{1,40}$	$4,30 \geq H > 2,95$	
$Q_1 = 4,90 \cdot (H-2,0)^{2,94}$	$H > 4,30$	
$Q_2 = 2,51 \cdot (H-1,20)^{1,81}$	$2,96 \geq H$	$Q_2$ de 16/02/82-20/04/83
$Q_2 = 3,60 \cdot (H-1,50)^{1,75}$	$2,96 > H \geq 3,58$	
$Q_2 = 4,90 \cdot (H-2,00)^{2,14}$	$H > 3,58$	
$Q_3 = 3,80 \cdot (H-1,20)^{1,80}$	$4,30 \geq H$	$Q_3$ após 21/04/83
$Q_3 = 4,90 \cdot (H-2,00)^{2,14}$	$H > 4,30$	

### A.3 - BACIA DO RIBEIRÃO DA ESTIVA NO POSTO 4B-17R - GUARÁ

Bacia hidrográfica com 264 km<sup>2</sup>, tem seu mapa apresentado na figura A.5, localizada no município de Guará. Na figura A.6 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A ocupação principal do solo é de fazendas com café, cerca de 35%; uma pequena área urbanizada formada pela cidade de Guará, com cerca de 2%, e o restante ocupado por matas e florestas espalhadas pela bacia.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
4B-17R	GUARÁ	LINIGRAF.	20 <sup>0</sup> 25'S	47 <sup>0</sup> 53'W
B4-35R	GUARÁ	PLUVIOMET.	20 <sup>0</sup> 26'S	47 <sup>0</sup> 49'W
B4-22	RIBEIRÃO CORRENTE	PLUVIOMET.	20 <sup>0</sup> 38'S	47 <sup>0</sup> 36'W
B4-21	S. JOSÉ DA BELA VISTA	PLUVIOMET.	20 <sup>0</sup> 36'S	47 <sup>0</sup> 38'W

As curvas cota (H) x vazão (Q) utilizadas neste estudo e que foram obtidas pela Divisão de Hidrologia do DAEE-SP são:

<u>Equação</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 11,3 \cdot (H-1,20)^{1,65}$	$H \leq 2,20$	após 27/07/81
$Q_1 = 11,3 \cdot (H-1,20)^{1,88}$	$2,20 < H$	

#### A.4 - BACIA DO RIO VERDE NO POSTO 3C-12R - ITOBI

Bacia hidrográfica de 346 km<sup>2</sup>, localizada no município de Itobi, Vargem Grande do Sul e Casa Branca, cujo mapa é apresentado na figura A.7. Na figura A.8 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A principal ocupação do solo é de sítios e fazendas com vários tipos de cultura, cerca de 65%; uma pequena área urbanizada formada pelas cidades de Vargem Grande do Sul, Itobi e Casa Branca, que ocupa cerca de 2%; várzeas ao redor do talvegue, cerca de 3%, e o restante ocupado por matas e campos.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
3C-12R	ITOBI	LINIGRAF.	21 <sup>0</sup> 43'S	46 <sup>0</sup> 59'W
C4-72R	CASA BRANCA	PLUVIOGRAF.	21 <sup>0</sup> 47'S	47 <sup>0</sup> 04'W
C3-11	S. SEBAST. DA GRAMA	PLUVIOMET.	21 <sup>0</sup> 43'S	46 <sup>0</sup> 49'W
C4-26	LAGOA BRANCA	PLUVIOMET.	21 <sup>0</sup> 54'S	47 <sup>0</sup> 02'W
C3-9	VARGEM GRANDE DO SUL	PLUVIOMET.	21 <sup>0</sup> 50'S	46 <sup>0</sup> 54'W

As curvas cota x vazão utilizadas neste estudo e que foram obtidas pela Divisão de Hidrografia do DAEE-SP são:

<u>Equação</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 3,60 \cdot (H-0,50)^{1,64}$	$H \geq 1,15$	$Q_1$ de 12/08/80-26/01/87
$Q_1 = 12,40 \cdot (H-1,50)^{1,92}$	$H > 2,51$	
$Q_1 = 4,15 \cdot (H-0,55)^{1,66}$	$2,51 \geq H > 1,15$	
$Q_2 = 3,40 \cdot (H-0,50)^{1,73}$	$1,30 \geq H$	$Q_2$ de 27/01/87-11/07/89
$Q_2 = 3,75 \cdot (H-0,55)^{1,69}$	$2,44 \geq H > 1,30$	
$Q_2 = 12,40 \cdot (H-1,50)^{1,92}$	$H > 2,44$	

#### A.5 - BACIA DO RIBEIRÃO DO RANCHO QUEIMADO NO POSTO 5C-31-R FAZENDA SANTA TEREZA

Bacia hidrográfica com 142 km<sup>2</sup>, localizada próxima a cidade de Araraquara, cujo mapa é apresentado na figura A.9. Na figura A.10 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A principal ocupação do solo é de fazendas e sítios, com predominância de culturas como laranja, café e cana, com poucos campos.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
5C-31R	FAZ. SANTA TEREZA	LINIGRAF.	21° 38' S	48° 05' W
C5-121R	FAZ. GIUSEPPE	PLUVIOGRAF.	21° 40' S	48° 11' W
C5-120	FAZ. SANTA TEREZA	PLUVIOMET.	21° 38' S	48° 05' W
C5-11	SANTA LUCIA	PLUVIOMET.	21° 41' S	48° 05' W
C5-12	BUENO DE ANDRADE	PLUVIOMET.	21° 40' S	48° 15' W

As curvas cota (H) x vazão (Q) utilizadas foram:

<u>Equação</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 10,6 \cdot (H-0,40)^{1,06}$	06/07/85-22/12/86
$Q_2 = 7,43 \cdot (H-0,40)^{1,31}$	23/12/86-13/08/88
$Q_3 = 5,02 \cdot (H-0,40)^{1,34}$	14/08/88-18/01/90

#### A.6 - BACIA DO RIBEIRÃO CLARO NO POSTO 8C-8R - FAZENDA RETIRO

Bacia hidrográfica de 184 km<sup>2</sup>, localizada próxima as cidades de Mirandópolis e Lavínia, cujo mapa é apresentado na figura A.11. Na figura A.12 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A principal ocupação do solo é de mata rala, principalmente ao redor de Ribeirão Claro e seus afluentes, em cerca de 35% da área total; algumas áreas com florestas, cerca de 4%; uma pequena área urbanizada na cabeceira, das cidades de Mirandópolis e Lavínia, cerca de 2%, e o restante ocupado por várias fazendas, cerca de 59%.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
8C-8R	FAZENDA RETIRO	LINIGRAF.	21°19'S	51°12'W
C8-50R	TABAJARA	PLUVIOGRAF.	21°17'S	51°08'W
C8-58	MIRANDÓPOLIS	PLIVIOMÉTR.	21°08'S	51°06'W

As curvas cota (H) x vazão (Q) utilizadas foram:

<u>Equação</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 3,98 \cdot (H-0,30)^{1,29}$	$H \leq 1,43$	Q <sub>1</sub> de 31/03/81-05/02/82
$Q_1 = 2,75 \cdot (H)^{1,48}$	$1,43 < H \leq 1,56$	
$Q_1 = 2,55 \cdot (H)^{1,65}$	$1,56 < H$	

$$Q_2 = 2,56 \cdot (H)^{1,82} \quad H \leq 1,23$$

$Q_2$  de

$$Q_2 = 2,75 \cdot (H)^{1,48} \quad 1,23 < H \leq 1,56$$

10/03/82-07/05/84

$$Q_2 = 2,55 \cdot (H)^{1,65} \quad 1,56 < H$$

$$Q_3 = 2,75 \cdot (H)^{1,48} \quad H \leq 1,56$$

$Q_3$  de 06/06/84-19/11/86

$$Q_3 = 2,55 \cdot (H)^{1,65} \quad 1,56 < H$$

**A.7 - BACIA DO RIBEIRÃO DO MOINHO NO POSTO 8C-9R ANDRADINA/NOVA INDEPENDÊNCIA**

Bacia hidrográfica de 398 km<sup>2</sup>, localizada próxima a cidade de Andradina, cujo mapa é apresentado na figura A.13. Na figura A.14 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A principal ocupação do solo é fazendas e sítios com culturas temporárias e campos, cerca de 95%, e o restante com cerrados e matas próximas ao ribeirão e no centro da bacia.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
8C-9R	ANDRADINA	LINIGRAF.	21 <sup>o</sup> 00'S	51 <sup>o</sup> 25'W
B8-4R	ANDRADINA	PLUVIOGRAF.	20 <sup>o</sup> 55'S	51 <sup>o</sup> 22'W
C8-22	GUARAÇAI	PLUVIOMET.	21 <sup>o</sup> 02'S	51 <sup>o</sup> 29'W
C8-51	FAZ. BOA VISTA	PLUVIOMET.	21 <sup>o</sup> 05'S	51 <sup>o</sup> 20'W
C8-45	N. INDEPENDÊNCIA	PLUVIOMET.	21 <sup>o</sup> 06'S	51 <sup>o</sup> 29'W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:



<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 2,00 \cdot (H+0,10)^{1,83}$	$H \leq 0,83$	Q <sub>1</sub> de  01/08/80-28/10/80
$Q_1 = 2,50 \cdot (H)^{1,92}$	$0,83 < H \leq 1,54$	
$Q_1 = 3,60 \cdot (H-0,30)^{2,15}$	$1,54 < H$	
$Q_2 = 1,90 \cdot (H+0,20)^{1,78}$	$H \leq 1,22$	Q <sub>2</sub> de  29/10/80-08/01/84
$Q_2 = 2,50 \cdot (H)^{1,92}$	$1,12 < H \leq 1,54$	
$Q_2 = 3,60 \cdot (H-0,30)^{2,15}$	$1,54 < H$	
$Q_2 = 1,72 \cdot (H+0,30)^{1,59}$	$H \leq 1,74$	Q <sub>3</sub> de  09/01/84-18/07/88
$Q_3 = 1,70 \cdot (H+0,30)^{1,90}$	$1,74 < H \leq 1,31$	
$Q_3 = 2,50 \cdot (H)^{1,92}$	$1,31 < H \leq 1,54$	
$Q_3 = 3,60 \cdot (H-0,30)^{2,15}$	$1,54 < H$	Q <sub>4</sub> após 25/01/90
$Q_4 = 3,40 \cdot (H-0,55)^{1,05}$	$H \leq 1,95$	
$Q_4 = 3,60 \cdot (H-0,80)^{2,15}$	$1,95 < H$	

**A.8 - BACIA DO RIO PIRACUAMA NO POSTO 2D-54R - FAZENDA KANEGAI**

Bacia hidrográfica de 161 km<sup>2</sup>, localizada nos municípios de Pindamonhangaba e Tremembé, cujo mapa é apresentado na figura A.15. Na figura A.16 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A principal ocupação do solo é de florestas, com cerca de 50%; campos e pastagens, com cerca de 40%, e o restante ocupado por algumas fazendas.

Os postos hidrométricos disponíveis e utilizados foram:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
2D-54R	FAZ. KANEGAI	LINIGRÁF.	22 <sup>o</sup> 54'S	45 <sup>o</sup> 36'W
D2-14M	CAMPO DE PESQUISA	PLUVIOGRÁF.	22 <sup>o</sup> 54 S	45 <sup>o</sup> 26'W
D2-98	FAZ. ÁGUA LIMPA	PLUVIOMÉT.	22 <sup>o</sup> 55'S	45 <sup>o</sup> 38'W
D2-67	PIRACUAMA	PLUVIOMÉT.	22 <sup>o</sup> 51'S	45 <sup>o</sup> 35'W
D2-68	PICO DO ITAPEVA	PLUVIOMÉT.	22 <sup>o</sup> 46'S	45 <sup>o</sup> 31'W
D2-4	EUGÊNIO LEFEVRE	PLUVIOMÉT.	22 <sup>o</sup> 50'S	45 <sup>o</sup> 38'W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 7,621 (H-0,4)^{1,307}$	$H \leq 0,837$	$Q_1$ de
$Q_1 = 23,55 (H-0,5)^{2,032}$	$0,837 < H$	26/11/69-30/10/72
$Q_2 = 7,621 (H-0,4)^{1,307}$	$H \leq 0,725$	$Q_2$ de
$Q_2 = 21,135 (H-0,5)^{1,667}$	$0,725 < H \leq 1,243$	01/11/72-31/03/74
$Q_2 = 23,55 (H-0,5)^{2,032}$	$1,243 < H$	

$Q_3 = 7,621 (H-0,4)^{1,307}$	$H \leq 0,672$	$Q_3$ de
$Q_3 = 25,235 (H-0,5)^{1,65}$	$0,672 < H$	01/04/74-31/08/74
$Q_4 = 7,621 (H-0,4)^{1,307}$	$H \leq 0,625$	$Q_4$ de
$Q_4 = 18,621 (H-0,5)^{1,367}$	$0,625 < H \leq 0,842$	01/09/74-31/12/75
$Q_4 = 25,235 (H-0,5)^{1,65}$	$0,842 < H$	
$Q_5 = 10,99 (H)^{1,723}$		$Q_5$ de 01/01/77-31/08/78
$Q_6 = 10,5 (H)^{1,428}$	$H \leq 0,84$	$Q_6$ de
$Q_6 = 10,99 (H)^{1,723}$	$0,84 < H$	01/09/78-13/08/79
$Q_7 = 15,25 (H-0,40)^{1,19}$	$H \leq 0,87$	$Q_7$ de
$Q_7 = 15,70 (H-0,40)^{1,22}$	$0,87 < H$	14/08/79-08/12/81
$Q_8 = 15,30 (H-0,30)^{1,23}$		$Q_8$ de 09/12/81-26/03/82
$Q_9 = 14,8 (H-0,25)^{1,16}$	$H \leq 1,55$	$Q_9$ de

$$Q_9 = 15,3 (H-0,30)^{1,23} \quad 1,55 < H \quad 27/03/82-29/05/83$$

$$Q_{10} = 9,7 (H)^{1,19} \quad H \leq 0,38 \quad Q_{10} \text{ de}$$

$$Q_{10} = 13,5 (H-0,05)^{1,31} \quad 0,38 < H \quad 30/05/83-26/09/84$$

$$Q_{11} = 13,0 (H+0,10)^{1,37} \quad Q_{11} \text{ de } 27/09/84-14/02/85$$

$$Q_{12} = 9,70 (H-0,99)^{1,19} \quad H \leq 1,41 \quad Q_{12} \text{ de}$$

$$Q_{12} = 13,15 (H-1,05)^{1,31} \quad 1,41 < H \quad 15/02/85-31/12/86$$

#### A.9 - BACIA DO RIO PIRAPITINGUI NO POSTO 2D-59R - PIRAPITINGUI

Bacia hidrográfica de 67 km<sup>2</sup>, localizada nos municípios de Roseira e Moreira César, cujo mapa é apresentado na figura A.17. Na figura A.18 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A principal ocupação do solo é de fazendas e campos com cerca de 75%, florestas com cerca de 20% e o restante macega e mata rala.

Os postos hidrométricos disponíveis são:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
2D-59R	PIRAPITINGUI	LINIGRÁF.	22°56'S	45°19'W
D2-65R	BONFIM	PLUVIOGRÁF.	22°57'S	45°15'W
D2-60	FAZ. SÃO JOÃO	PLUVIOMÉT.	22°56'S	45°19'W
D2-74	HORTO FLORESTAL	PLUVIOMÉT.	22°59'S	45°23'W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 2,20 (H)^{1,72}$	$H \leq 1,75$	01/01/68-31/01/74

$Q_1 = 1,78 (H)^{2,10}$	$1,75 < H$	e de 01/12/74-31/01/77
$Q_2 = 2,06 (H)^{1,83}$	$H \leq 1,72$	01/02/74-30/11/74
$Q_2 = 1,78 (H)^{2,10}$	$1,72 < H$	e de 11/02/79-12/07/80
$Q_3 = 1,85 (H)^{1,80}$	$H < 1,14$	01/02/77-10/02/79
$Q_3 = 1,78 (H)^{2,10}$	$1,14 < H$	e de 13/07/80-31/12/80
$Q_4 = 1,78 (H)^{2,10}$		01/12/80-30/11/81
$Q_5 = 1,40 (H)^{1,94}$	$H \leq 2,05$	$Q_5$ de
$Q_5 = 1,00 (H)^{2,41}$	$2,05 < H$	01/12/81-30/09/82
$Q_6 = 1,10 (H)^{1,87}$	$H < 1,20$	$Q_6$ de
$Q_6 = 1,00 (H)^{2,41}$	$1,20 < H$	01/10/82-16/08/83

#### A.10 - BACIA DO RIBEIRÃO PALMITAL - NO POSTO 2D-61R - PITÉU

Bacia hidrográfica de 38 km<sup>2</sup>, localizada no município de Cachoeira Paulista, cujo mapa é apresentado na figura A.19. Na figura A.20 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A ocupação principal do solo é de fazendas com campos (pastos) com cerca de 85%, algumas florestas (10%) e culturas ribeirinhas.

Os postos hidrométricos disponíveis são:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
2D-61R	PITÉU	LINIGRAF.	22°40' S	45°01' W
D2-13R	CACH. PAULISTA	PLUVIOGRAF.	22°40' S	45°01' W
D1-21	USINA BOCAINA	PLUVIOMÉTR.	22°44' S	44°55' W
D2-97	FAZ. CERRO ALTO	PLUVIOMÉTR.	22°49' S	45°01' W
D2-37	FAZ. STO. ANTONIO	PLUVIOMÉTR.	22°45' S	45°03' W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 1,67 (H-0,1)^{1,639}$	$H \leq 1,42$	$Q_1$ de
$Q_1 = 2,52 (H-0,4)^{2,381}$	$1,42 < H$	01/07/73-02/01/76
$Q_2 = 1,65 (H-0,1)^{1,389}$	$H \leq 1,05$	$Q_2$ de
$Q_2 = 1,67 (H-0,1)^{1,639}$	$1,05 < H \leq 1,42$	03/01/76-05/12/76
$Q_2 = 2,52 (H-0,4)^{2,381}$	$1,42 < H$	
$Q_3 = 1,67 (H-0,1)^{1,639}$	$H \leq 1,42$	$Q_3$ de
$Q_3 = 2,52 (H-0,1)^{2,381}$	$1,42 < H$	06/12/76-15/07/77
$Q_4 = 1,65 (H-0,1)^{1,389}$	$H \leq 1,05$	$Q_4$ de

$Q_4 = 1,67 (H-0,1)^{1,639}$	$1,05 < H \leq 1,42$	
		16/07/77-01/12/77
$Q_4 = 2,52 (H-0,4)^{2,381}$	$1,42 < H$	
$Q_5 = 0,88 (H-0,1)^{1,111}$	$H > 0,40$	$Q_5$ de
$Q_5 = 1,67 (H-0,1)^{1,639}$	$0,40 < H \leq 1,42$	
		02/12/77-31/05/79
$Q_5 = 2,52 (H-0,4)^{2,381}$	$1,42 < H$	
$Q_6 = 0,95 (H-0,1)^{1,36}$	$H \leq 1,30$	$Q_6$ de
$Q_6 = 1,70 (H-0,5)^{2,326}$	$1,30 < H$	01/06/79-10/03/80
$Q_7 = 0,65 (H)^{1,667}$	$H \leq 1,30$	$Q_7$ de
$Q_7 = 1,70 (H-0,5)^{2,326}$	$1,30 < H$	11/03/80-05/09/81
$Q_8 = 0,58 (H)^{1,786}$	$H \leq 1,25$	06/09/81-03/02/84;
		01/05/85-04/06/85
		e de
$Q_8 = 1,70 (H-0,5)^{2,326}$	$1,25 < H$	23/08/85-31/12/85
$Q_9 = 0,48 (H)^{1,818}$	$H \leq 1,15$	04/02/84-03/11/84
		e de

$$Q_9 = 1,70 (H-0,5)^{2,326} \quad 1,15 < H \quad 05/06/85-22/08/85$$

$$Q_{10} = 0,65 (H)^{1,667} \quad H \leq 1,30 \quad Q_{10} \text{ de}$$

$$Q_{10} = 1,70 (H-0,5)^{2,326} \quad 1,30 < H \quad 04/11/84-30/04/85$$

#### A.11 - BACIA DO RIBEIRÃO GUAÍÓ NO POSTO 3E-110R - POÁ

Bacia hidrográfica de 66 km<sup>2</sup>, localizada nos municípios de Poá, Suzano e Ferraz de Vasconcelos, cujo mapa e apresentado na figura A.21. Na figura A.22 e apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A ocupação principal do solo e de sítios e fazendas de várias culturas com cerca de 70% (incluindo algumas olarias), uma pequena área urbanizada a jusante do posto fluviográfico com cerca de 15% da área total e o restante ocupado por pedreiras.

Os postos hidrométricos disponíveis são:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
3E-110R	POÁ	LINIGRAF.	23° 33' S	46° 20' W
E3-148R	MAUÁ	PLUVIOGRAF.	23° 40' S	46° 28' W
E3-114	SUZANO	PLUVIOMET.	23° 33' S	46° 17' W
E3-224	FAZ SERTÃO	PLUVIOMET.	23° 41' S	46° 18' W
E3-239	GUAPITUBA	PLUVIOMET.	23° 42' S	46° 27' W
E3-240	ITAQUERA	PLUVIOMET.	23° 33' S	46° 26' W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 0,65 (H-0,40)^{1,65}$	$H \leq 1,29$	01/07/80-16/06/82;



$Q_1 = 2,17 (H-0,90)^{1,49}$	$1,29 < H \leq 2,061$	19/02/83-24/09/83;
$Q_1 = 16,63 (H-1,80)^{1,35}$	$2,061 < H$	27/01/84-24/01/85;
$Q_2 = 0,86 (H-0,60)^{2,10}$	$H \leq 1,40$	17/06/82-18/02/83;
$Q_2 = 2,28 (H-1,00)^{1,57}$	$1,40 < H \leq 2,04$	25/09/83-26/01/84;
		e de
$Q_2 = 16,63 (H-1,80)^{1,35}$	$2,04 \leq H$	25/01/85-30/09/87;

#### A.12 - BACIA DO RIO EMBÚ-GUAÇÚ NO POSTO 3E-111R - EMBÚ-GUAÇÚ

Bacia hidrográfica de 129.4 km<sup>2</sup>, localizada no município de Embú-Guaçú, cujo mapa é apresentado na figura A.23. Na figura A.24 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A ocupação principal do solo é de macega com aproximadamente 90%, sendo o restante coberto por mata atlântica com cerca de 3% em alguns pontos do divisor de águas, e algumas olarias e sítios com 7%.

Os postos hidrométricos disponíveis são:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
3E-111R	EMBÚ-GUAÇÚ	LINIGRAF.	23°50'S	46°48'W
E3-68R	SÍTIO STO. ANT. BIGURA	PLUVIOGRAF.	23°46'S	46°50'W
E3-254	EMBURRA	PLUVIOMÉTR.	23°53'S	46°45'W
E3-259	CIPÓ	PLUVIOMÉTR.	23°53'S	46°48'W
E3-261	TERRAS DE STA. ROSA	PLUVIOMÉTR.	23°57'S	46°48'W
F3-8	BANAUREA	PLUVIOMÉTR.	24°02'S	46°45'W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 5,20 (H-0,08)^{0,943}$	$H \leq 0,31$	$Q_1$ de
$Q_1 = 6,65 (H-0,08)^{1,11}$	$0,31 < H$	03/08/81-20/01/87

### A.13 - BACIA DO RIO SÃO JOÃO DO BARUERÍ NO POSTO 3E-113R - CAPITÓLIO

Bacia hidrográfica de 135 km<sup>2</sup>, localizada nos municípios de Jandira, Itapuí e São João Novo, cujo mapa é apresentado na figura A.25. Na figura A.26 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A ocupação principal do solo é sítios e chácaras com cerca de 60%, uma área urbanizada a jusante do posto fluviométrico formada pelas cidades de Jandira, Itapuí e São João Novo com cerca de 35% e o restante por matas.

Os postos hidrométricos disponíveis são:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
3E-113R	CAPITÓLIO	LINIGRÁF.	23 <sup>o</sup> 31'S	46 <sup>o</sup> 53'W
E3-34R	CACH. DA GRAÇA	PLUVIOGRÁF.	23 <sup>o</sup> 39'S	46 <sup>o</sup> 57'W
E3-31	BAIXO COTIA	PLUVIOMÉTR.	23 <sup>o</sup> 33'S	46 <sup>o</sup> 52'W
E3-13	ROSELÂNDIA	PLUVIOMÉTR.	23 <sup>o</sup> 34'S	46 <sup>o</sup> 56'W
E3-263(após86)	AMADOR BUENO	PLUVIOMÉTR.	23 <sup>o</sup> 32'S	46 <sup>o</sup> 59'W
E4-129(antes86)	ARACARIGUAMA	PLUVIOMÉTR.	23 <sup>o</sup> 36'S	47 <sup>o</sup> 04'W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 5,40 (H-1,10)^{1,64}$	$H \leq 1,64$	$Q_1$ de
$Q_1 = 8,00 (H-1,20)^{1,83}$	$1,64 < H$	28/09/82-31/12/83
$Q_2 = 8,00 (H-0,90)^{1,92}$	$H \leq 1,83$	$Q_2$ de
$Q_2 = 15,7 (H-1,20)^{1,77}$	$1,83 < H$	01/01/84-02/02/87
$Q_3 = 9,30 (H-0,90)^{1,86}$	$H \leq 2,12$	$Q_3$ de

$$Q_3 = 15,70 (H-1,20)^{1,77} \quad 2,12 < H \quad 03/02/87-22/05/88$$

$$Q_4 = 11,0 (H-0,95)^{1,92} \quad H \leq 2,70$$

$Q_4$  após 25/06/88

$$Q_4 = 15,7 (H-1,20)^{1,77} \quad 2,70 < H$$

#### A.14 - BACIA DO RIO JUQUIÁ NO POSTO 4E-25R - ROSAS

Bacia hidrográfica de 130 km<sup>2</sup>, localizada no município de Juquitiba, cujo mapa é apresentado na figura A.27. na figura A.28 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A ocupação principal do solo é de florestas (Reserva florestal do Estado) com 100%.

Os postos hidrométricos disponíveis são:

<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
4E-25R	ROSAS	LINIGRÁF.	23°59'S	47°00'W
FR-45R	ILHA DOS PAULISTAS	PLUVIOGRÁF.	24°04'S	47°01'W
E4-139	ROSAS	PLUVIOMÉTR.	23°59'S	47°00'W
E3-258	BELVEDERE	PLUVIOMÉTR.	23°58'S	46°54'W
E3-261	TERRAS DE STA. ROSA	PLUVIOMÉTR.	23°57'S	46°48'W
E3-257	SANTA RITA	PLUVIOMÉTR.	23°56'S	46°54'W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 7,05 (H-1,10)^{1,67}$		09/08/90-01/03/86
$Q_2 = 7,50 (H-1,10)^{1,55}$	$H \leq 2,77$	$Q_2$ de
$Q_2 = 7,05 (H-1,10)^{1,67}$	$2,77 < H$	02/03/86-11/89

#### A.15 - BACIA DO RIO DO QUILOMBO NO POSTO 4F-38R - QUILOMBO

Bacia hidrográfica de 270 km<sup>2</sup>, localizada no município de Sete Barras, cujo mapa é apresentado na figura A.29. Na figura A.30 é apresentado o perfil longitudinal do talvegue principal da bacia.

A ocupação principal do solo é de florestas que constituem a reserva florestal de Sete Barras com cerca de 80%, várzeas com cerca de 10% e o restante com cultura de banana e outras de subsistência.

Os postos hidrométricos disponíveis são:

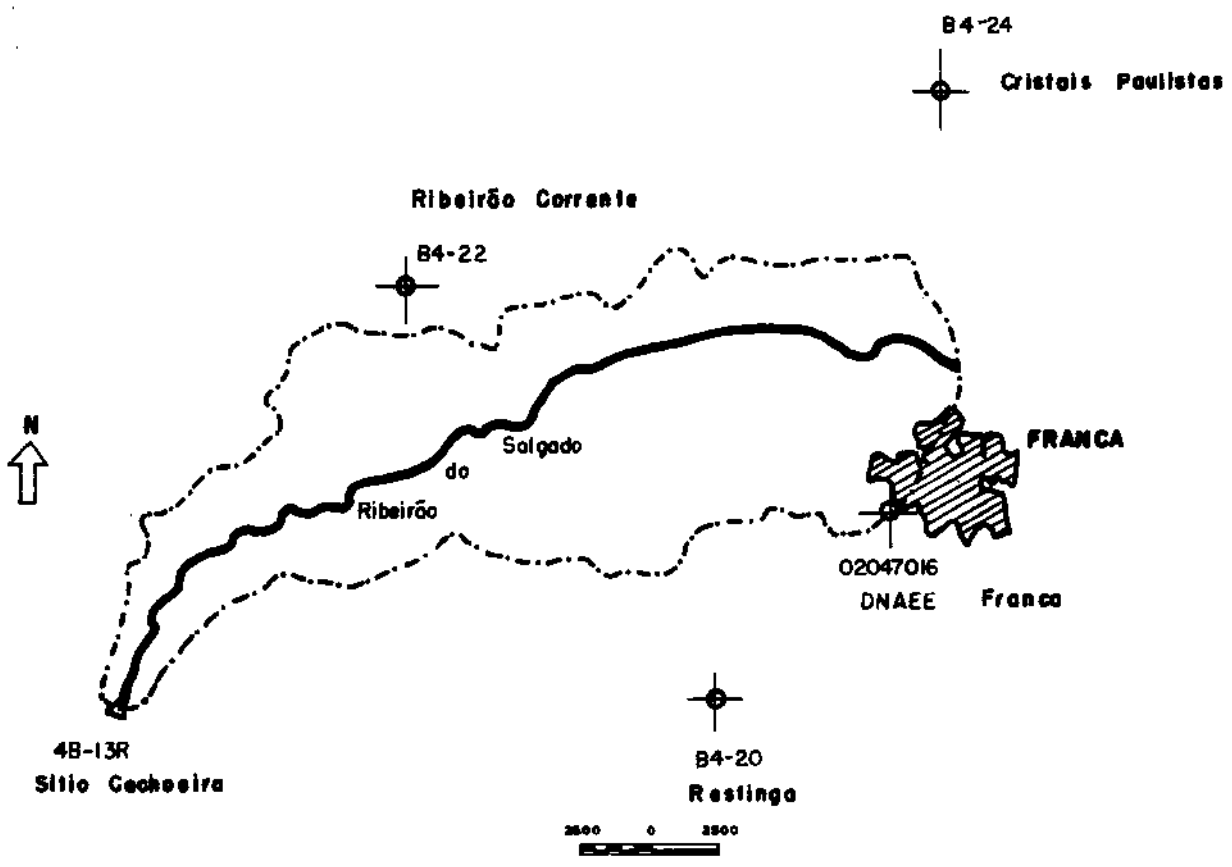
<u>Prefixo</u>	<u>Nome</u>	<u>Tipo</u>	<u>Latitude</u>	<u>Longitude</u>
4F-38R	QUILOMBO	LINIGRÁF.	24 <sup>0</sup> 20'S	47 <sup>0</sup> 55'W
F4-25R	RIB. DA SERRA	PLUVIOGRÁF.	24 <sup>0</sup> 17'S	47 <sup>0</sup> 57'W
F4-56	MAMPARRA	PLUVIOMÉTR.	24 <sup>0</sup> 12'S	47 <sup>0</sup> 55'W
F5-40	SERTÃO DO PARANAPANEMA	PLUVIOMÉTR.	24 <sup>0</sup> 08'S	48 <sup>0</sup> 11'W
F5-35	TREVO DO ETA	PLUVIOMÉTR.	24 <sup>0</sup> 23'S	48 <sup>0</sup> 04'W
F4-31	TAQUARAL	PLUVIOMÉTR.	24 <sup>0</sup> 03'S	48 <sup>0</sup> 00'W

As curvas cota-vazão utilizadas foram:

<u>Equações</u>	<u>Limites</u>	<u>Período de Validade</u>
$Q_1 = 9,35 (H-0,6)^{1,13}$	$H \leq 3,031$	11/04/81-19/08/87
$Q_1 = 19,03 (H-1,80)^{1,41}$	$3,031 < H$	Pode-se usar até 07/88

#### A.16 - MAPAS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS E PERFIS LONGITUDINAIS DOS TALVEGUES PRINCIPAIS

Nas figuras A.1 até A.15 são apresentados os mapas das bacias hidrográficas estudadas, na mesma ordem da apresentação neste apêndice. Nas figuras A.16 até A.30 são apresentados os perfis longitudinais dos talvegues principais das respectivas bacias.



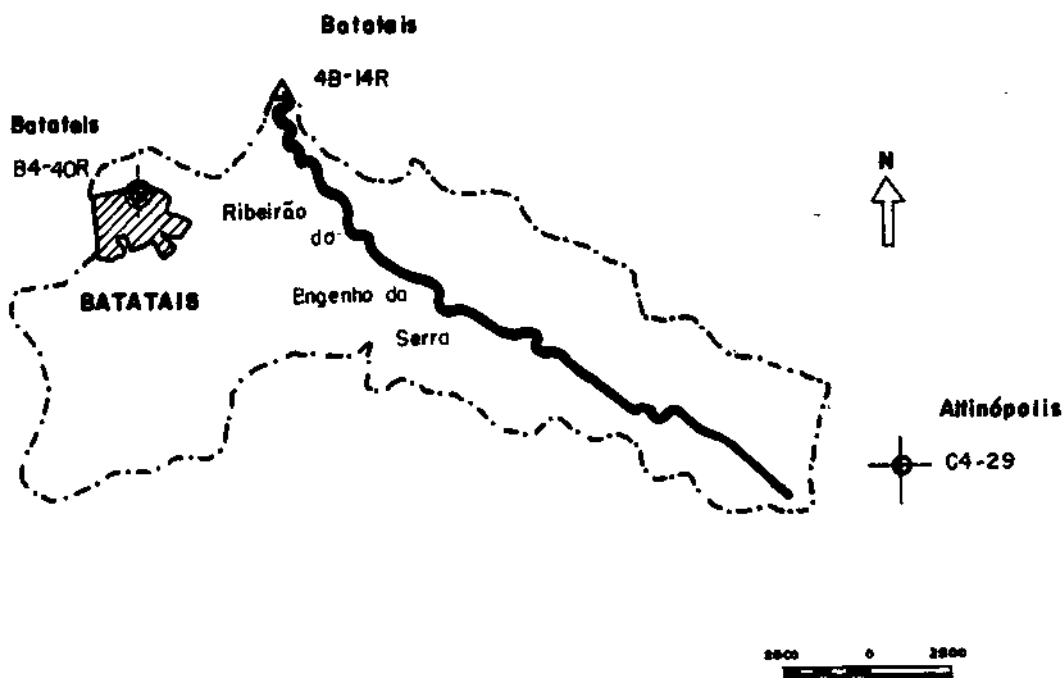
ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 259 Km<sup>2</sup>

FIGURA A.1

POSTO 4B -13R SÍTIO CACHOEIRA  
7ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO DO SALGADO  
MAPA DA BACIA




**LEGENDA**

- LIMITE DA BACIA ESTUDADA
- ⊕ POSTO PLUVIOMÉTRICO
- ⊙ POSTO PLUVIOGRÁFICO
- ⌒ POSTO FLUVIOGRÁFICO



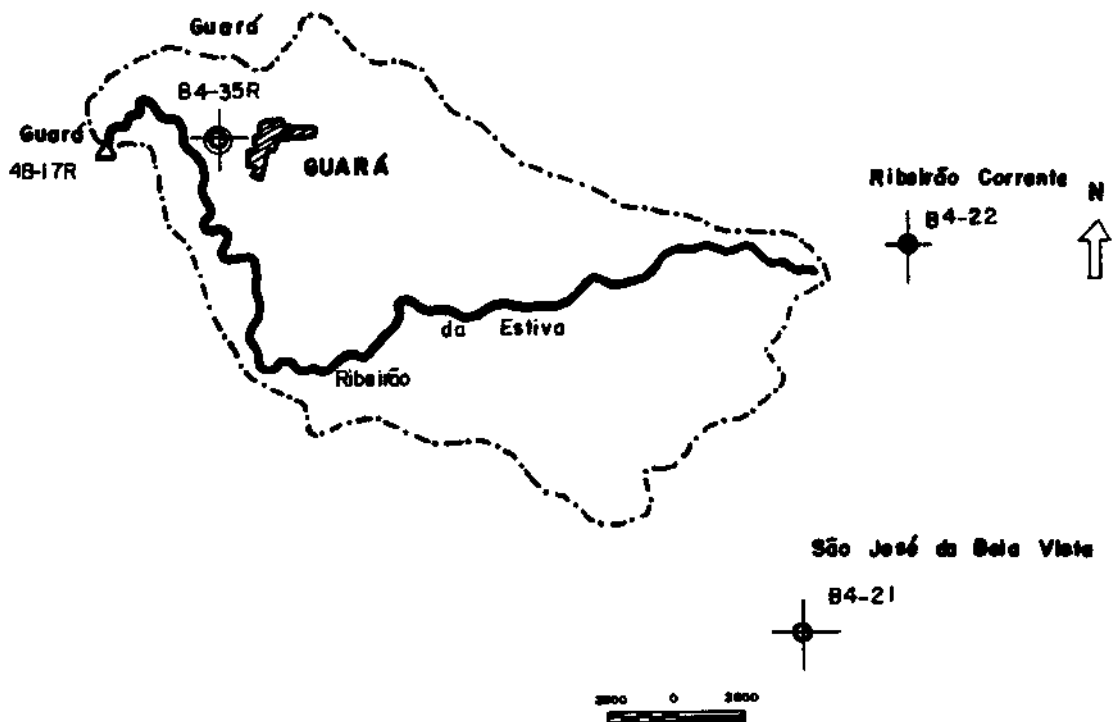
**LEGENDA**

----- LIMITE DA BACIA ESTUDADA

-  POSTO PLUVIOMÉTRICO
-  POSTO PLUVIOGRÁFICO
-  POSTO FLUVIOGRÁFICO

ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 178 KM<sup>2</sup>  
FIGURA A.2




POSTO 4B-14R BATATAIS  
7ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO DO ENGENHO DA SERRA  
MAPA DA BACIA

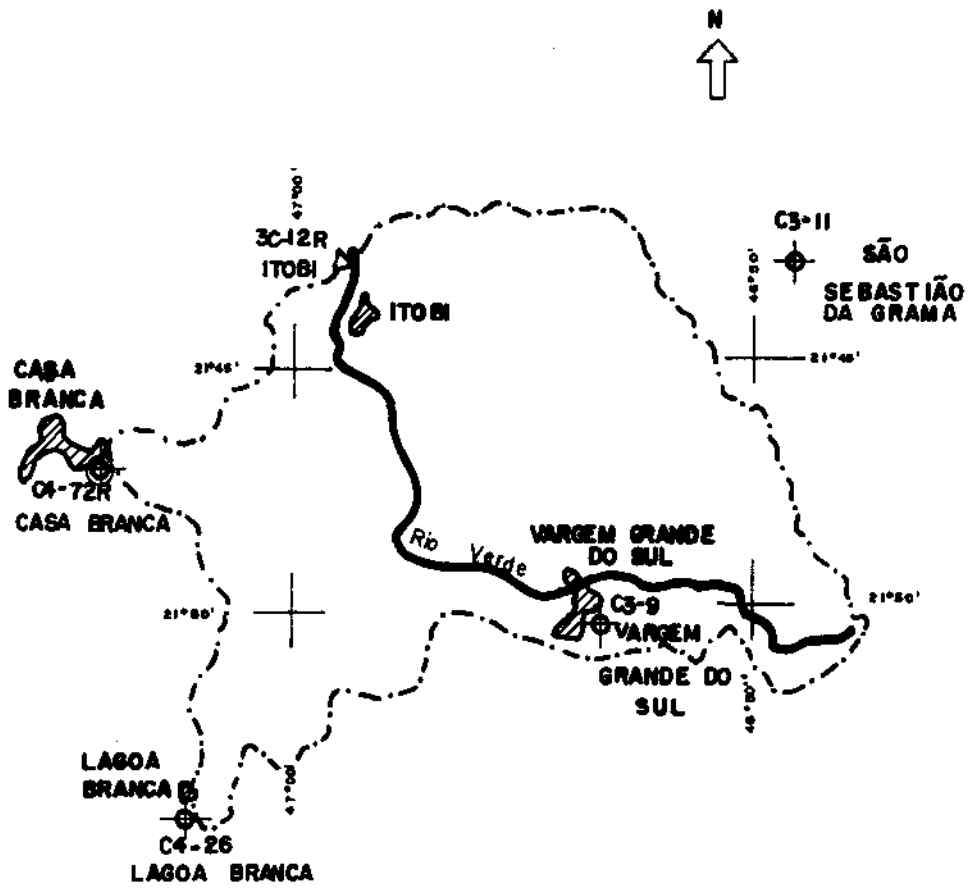


ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
 A MONTANTE DO POSTO: 264 Km<sup>2</sup>  
 FIGURA A.3  
 POSTO 4B-17R GUARÁ  
 7ª ZONA HIDROGRÁFICA  
 RIBEIRÃO DA ESTIVA  
 MAPA DA BACIA

**LEGENDA**

--- LIMITE DA BACIA ESTUDADA

-  POSTO PLUVIOMÉTRICO
-  POSTO PLUVIOGRÁFICO
-  POSTO FLUVIOGRÁFICO



ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 346 Km<sup>2</sup>  
FIGURA A.4



**LEGENDA**

--- LIMITE DA BACIA ESTUDADA



POSTO PLUVIOMÉTRICO



POSTO PLUVIOGRÁFICO



POSTO FLUVIOGRÁFICO

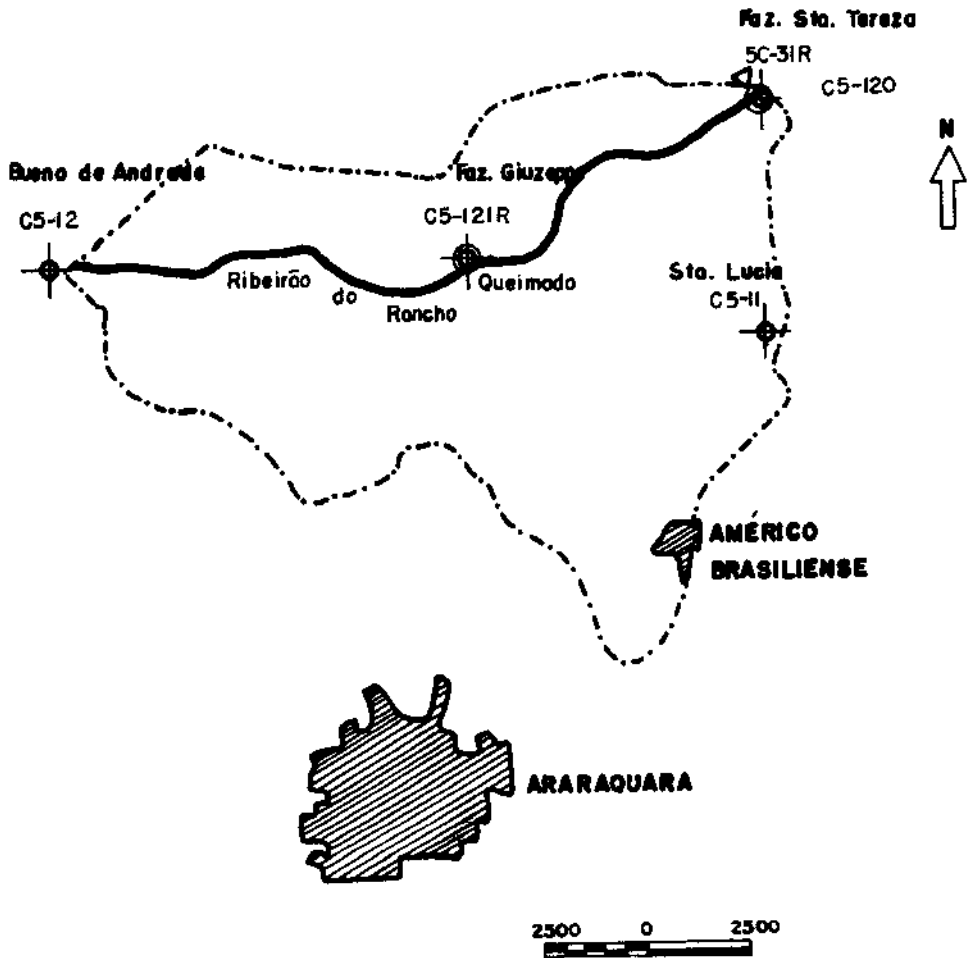
POSTO 3C-12R ITOBI

7ª ZONA HIDROGRÁFICA

RIO VERDE

MAPA DA BACIA





ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 142 KM<sup>2</sup>

FIGURA A.5

POSTO 5C-31R FAZ. STA.TEREZA  
7ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO DO RANCHO QUEIMADO

MAPA DA BACIA

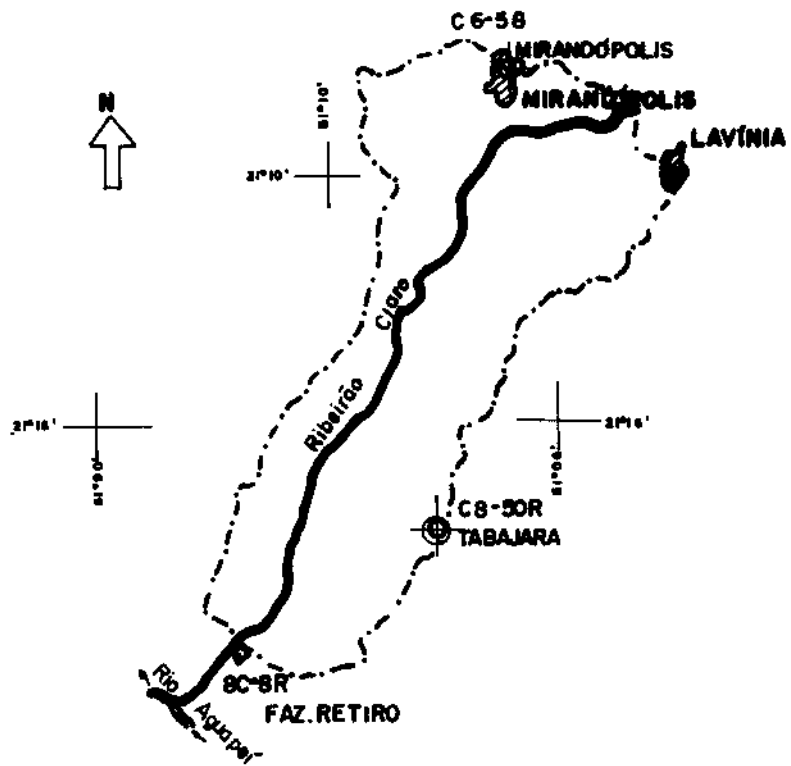
**LEGENDA**

----- LIMITE DA BACIA ESTUDADA

⊕ POSTO PLUVIOMÉTRICO

⊙ POSTO PLUVIOGRÁFICO

Δ POSTO PLUVIOGRÁFICO

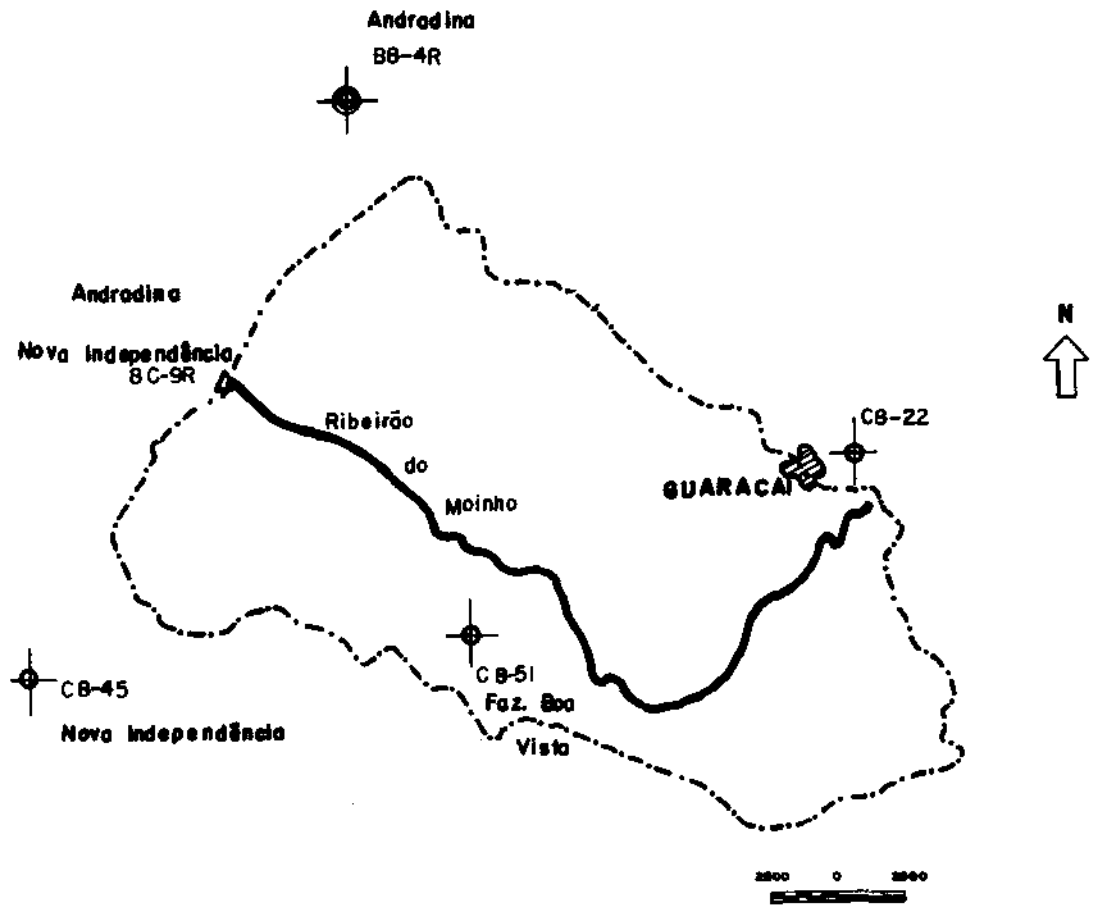


POSTO 8C-8R FAZENDA RETIRO  
 3ª ZONA HIDROGRÁFICA  
 RIBEIRÃO CLARO  
 MAPA DA BACIA

ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
 A MONTANTE DO POSTO: 184 Km<sup>2</sup>  
 FIGURA A.6

- LIMITE DA BACIA ESTUDADA
- ⊙ POSTO FLUVIOMÉTRICO
- ⊕ POSTO FLUVIOGRÁFICO
- ⚡ POSTO FLUVIOGRÁFICO



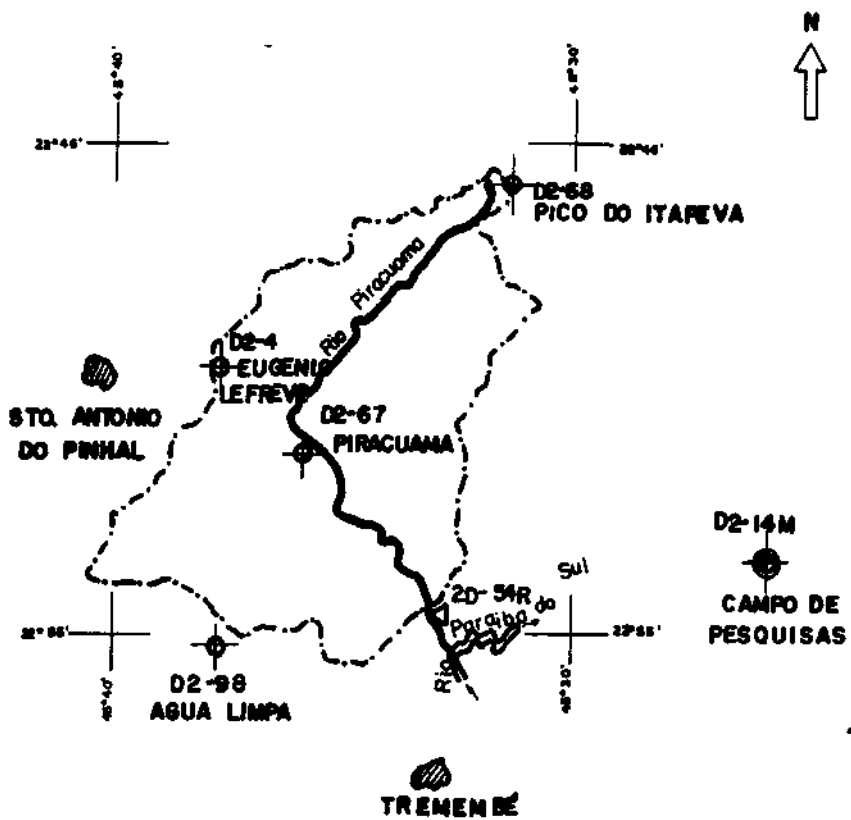


ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 398 Km<sup>2</sup>  
FIGURA A.7

**LEGENDA**

- LIMITE DA BACIA ESTUDADA
- ⊕ POSTO PLUVIOMÉTRICO
- ⊕ POSTO PLUVIOGRÁFICO
- ⊕ POSTO PLUVIOGRÁFICO

POSTO 8C-9R ANDRADINA NOVA  
INDEPENDÊNCIA  
2ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO DO MOINHO  
MAPA DA BACIA



ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 161 Km<sup>2</sup>

FIGURA A.8



LEGENDA

--- LIMITE DA BACIA ESTUDADA

⊙ POSTO PLUVIOMÉTRICO

⊙ POSTO PLUVIOGRÁFICO

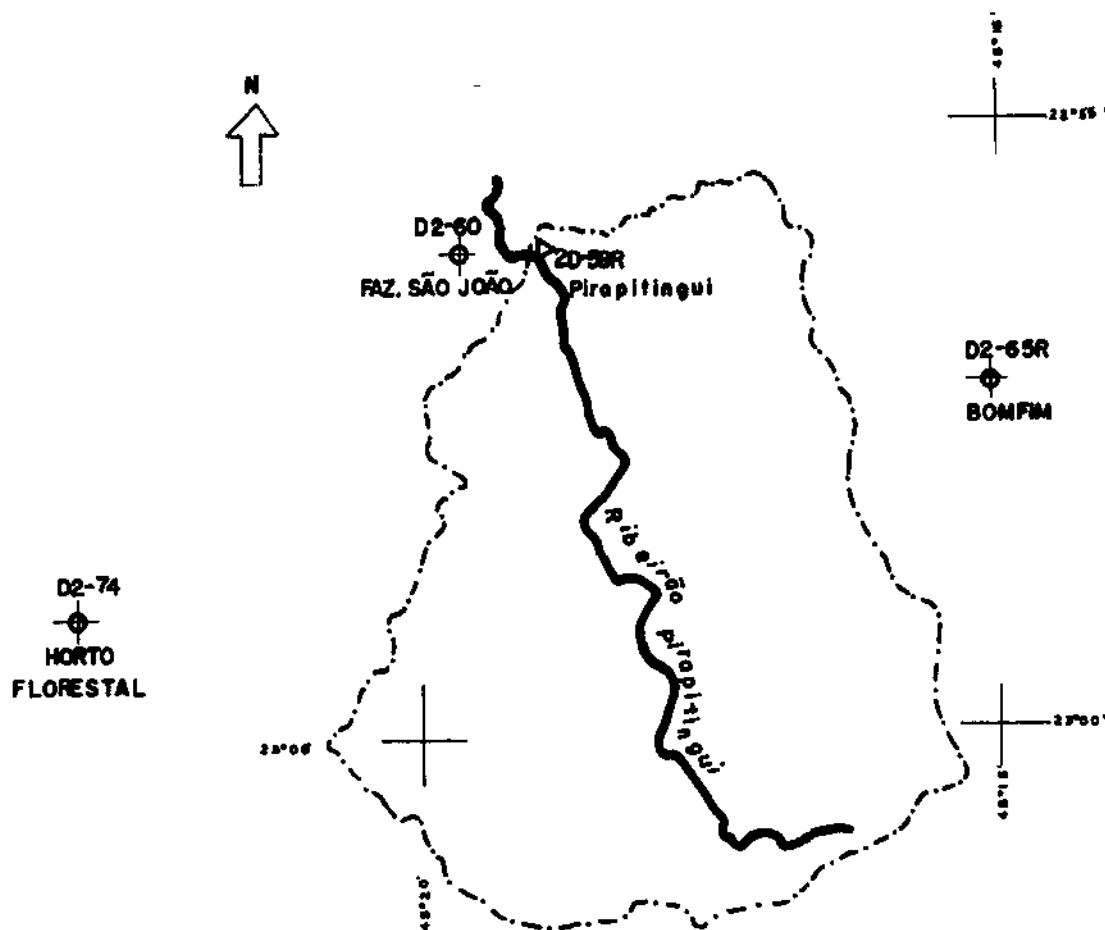
⊙ POSTO FLUVIOGRÁFICO

POSTO 2 D-54R FAZ. KANEGAI

6ª ZONA HIDROGRÁFICA

RIO PIRACUAMA




MAPA DA BACIA



ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 67 Km<sup>2</sup>  
FIGURA A.9

**LEGENDA**

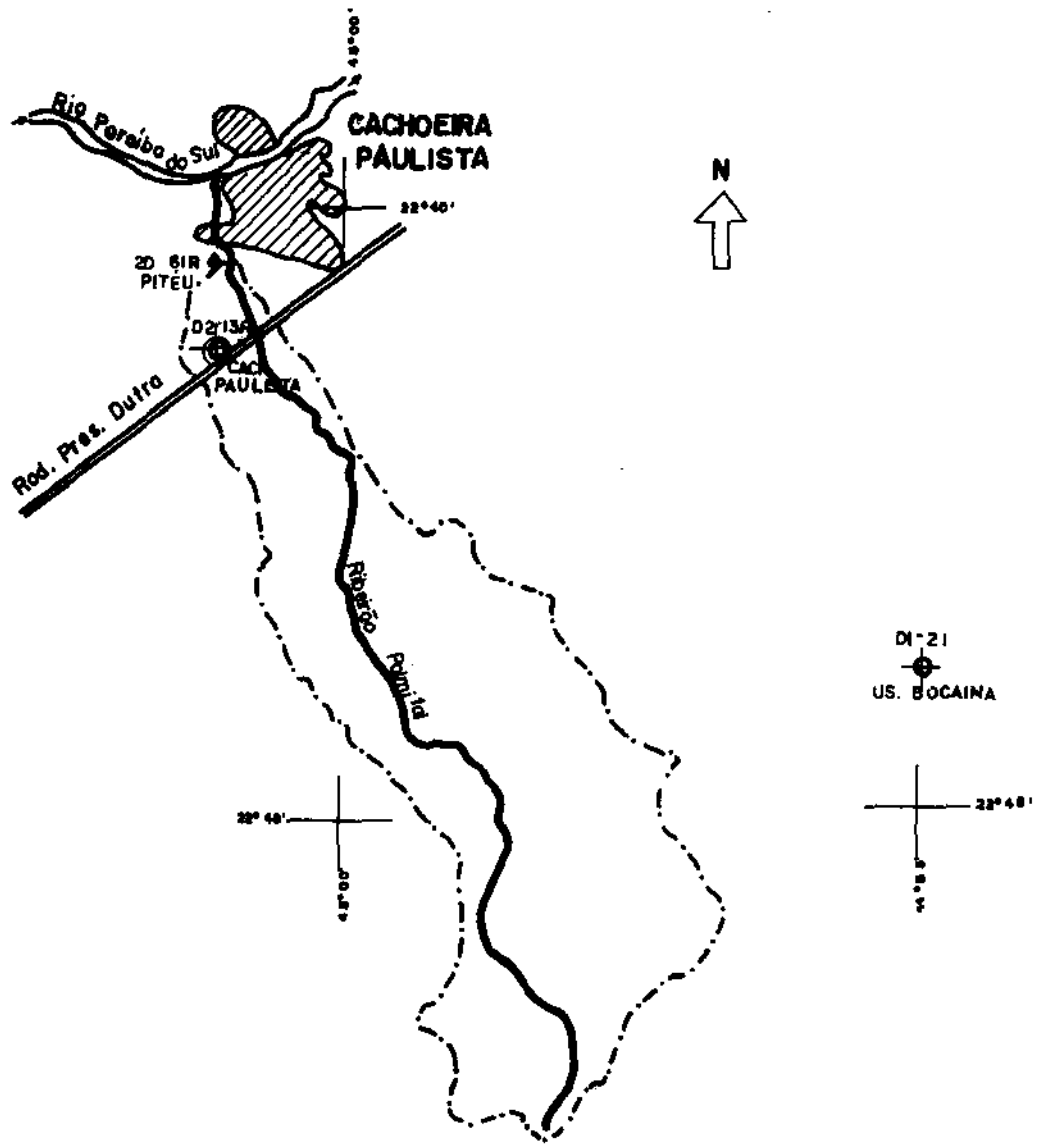
----- LIMITE DA BACIA ESTUDADA

-  POSTO PLUVIOMÉTRICO
-  POSTO PLUVIOGRÁFICO
-  POSTO FLUVIOGRÁFICO

1000 0 1000 2000 3000

POSTO 2D-58R PIRAPITINGUI  
6<sup>o</sup> ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO PIRAPITINGUI

MAPA DA BACIA



ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 38 Km<sup>2</sup>  
FIGURA A.10

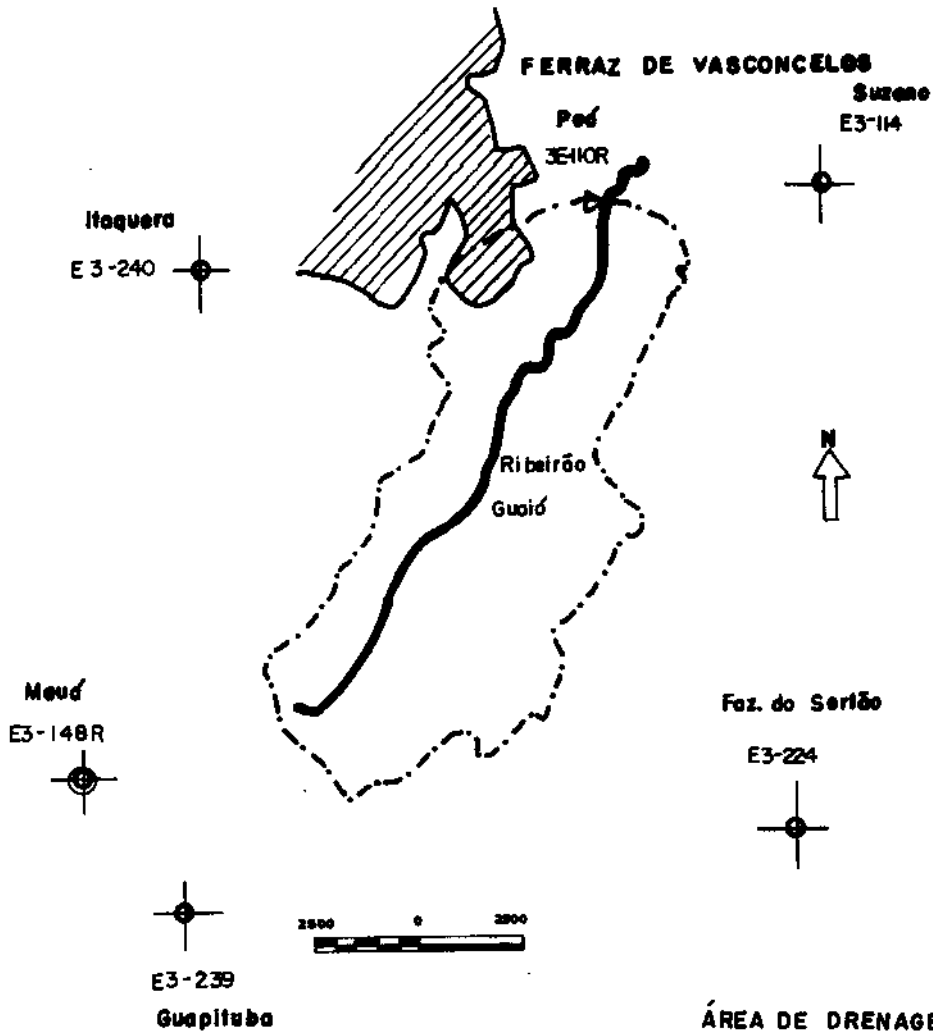


**LEGENDA**

- LIMITE DA BACIA ESTUDADA
- ⊙ POSTO PLUVIOMÉTRICO
- ⊕ POSTO PLUVIOGRÁFICO
- △ POSTO PLUVIOGRÁFICO




POSTO 20-61R PITEU  
6g ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO PALMATAL

MAPA DA BACIA



**LEGENDA**

----- LIMITE DA BACIA ESTUDADA

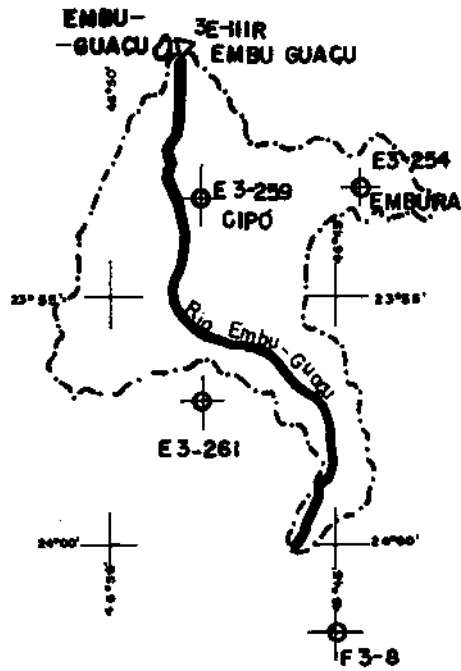
-  POSTO PLUVIOMÉTRICO
-  POSTO PLUVIOGRÁFICO
-  POSTO FLUVIOGRÁFICO

ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 66 Km<sup>2</sup>  
FIGURA A.11

POSTO 3E-110R POÁ  
1ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO GUAIO

MAPA DA BACIA

E3-68R  
 SITIO STO. ANTONIO  
 DO BIGUÁ



ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
 A MONTANTE DO POSTO: 129,4 Km<sup>2</sup>  
 FIGURA A.12



LEGENDA

----- LIMITE DA BACIA ESTUDADA



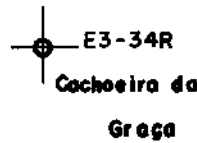
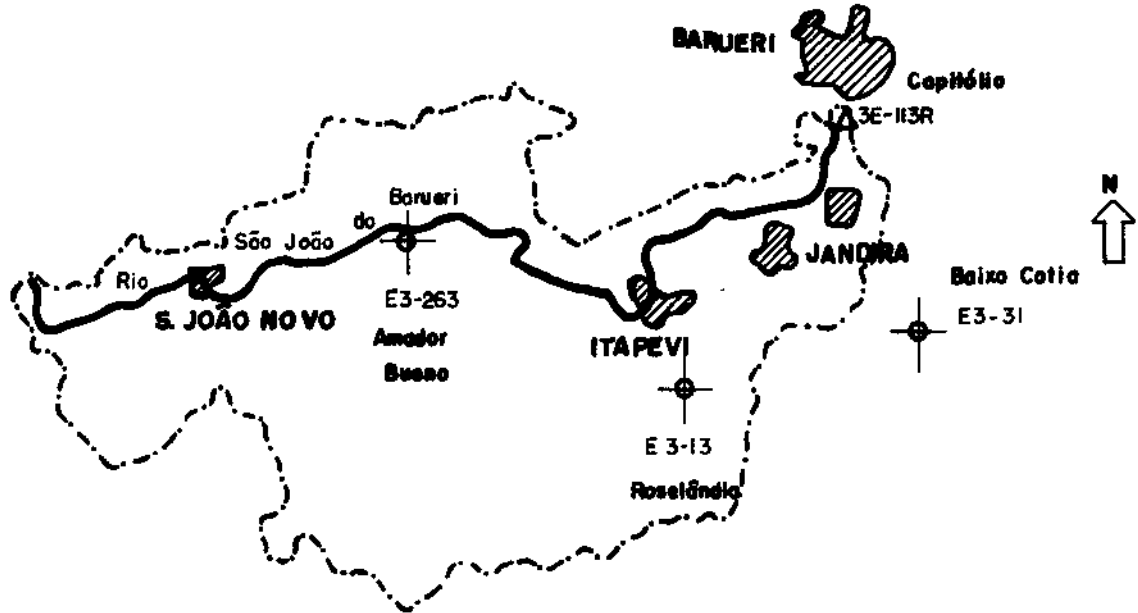
POSTO PLUVIOMÉTRICO  
 POSTO PLUVIOGRÁFICO  
 POSTO PLUVIOGRÁFICO

POSTO 3E-11R EMBU-GUAÇU  
 1ª ZONA HIDROGRÁFICA  
 RIO EMBU-GUAÇU  
 MAPA DA BACIA



Arocariguama

E4-129



**LEGENDA**

----- LIMITE DA BACIA ESTUDADA

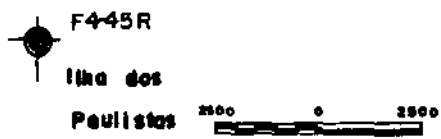
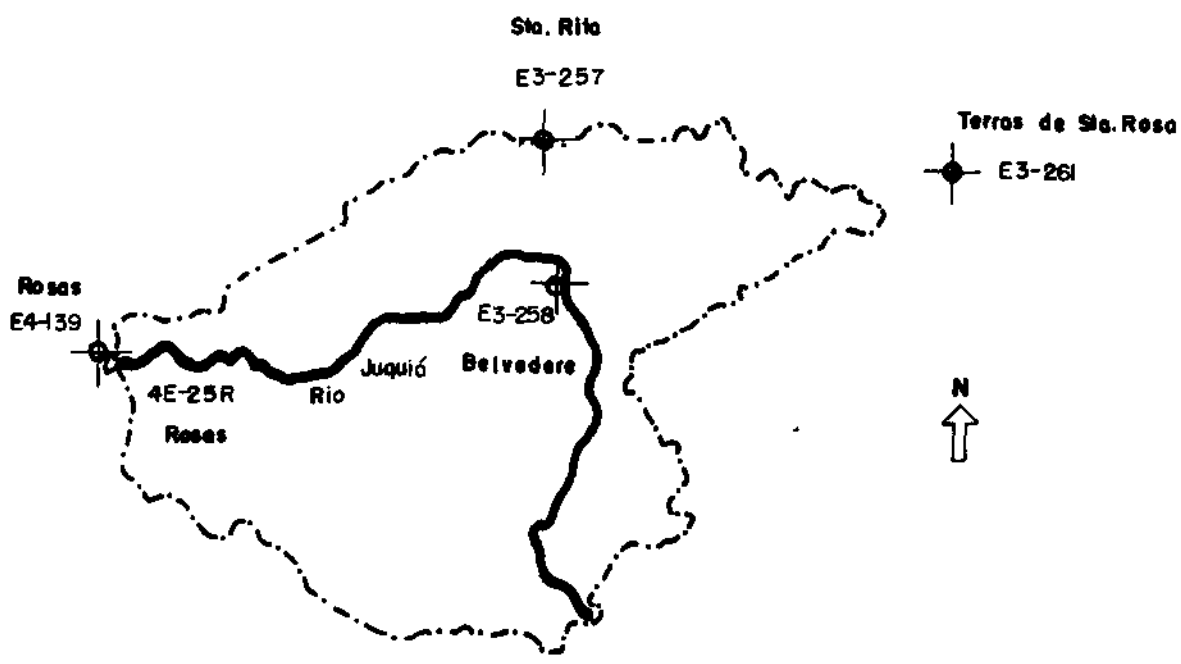
POSTO PLUVIOMÉTRICO

POSTO PLUVIOGRÁFICO

POSTO FLUVIOGRÁFICO

ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
A MONTANTE DO POSTO: 135 Km<sup>2</sup>  
FIGURA A.13

POSTO 3E-113R CAPITÓLIO  
1ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIO SÃO JOÃO DO BARUERI  
MAPA DA BACIA



- LEGENDA**
- LIMITE DA BACIA ESTUDADA
  - ⊙ POSTO PLUVIOMÉTRICO
  - ⊙ POSTO PLUVIOGRÁFICO
  - ⊙ POSTO FLUVIOGRÁFICO

ÁREA DE DRENAGEM DA BACIA  
 A MONTANTE DO POSTO: 130km<sup>2</sup>  
 FIGURA A.14  
 POSTO 4E-25R ROSAS  
 5ª ZONA HIDROGRÁFICA  
 RIO JUQUIÁ  
 MAPA DA BACIA

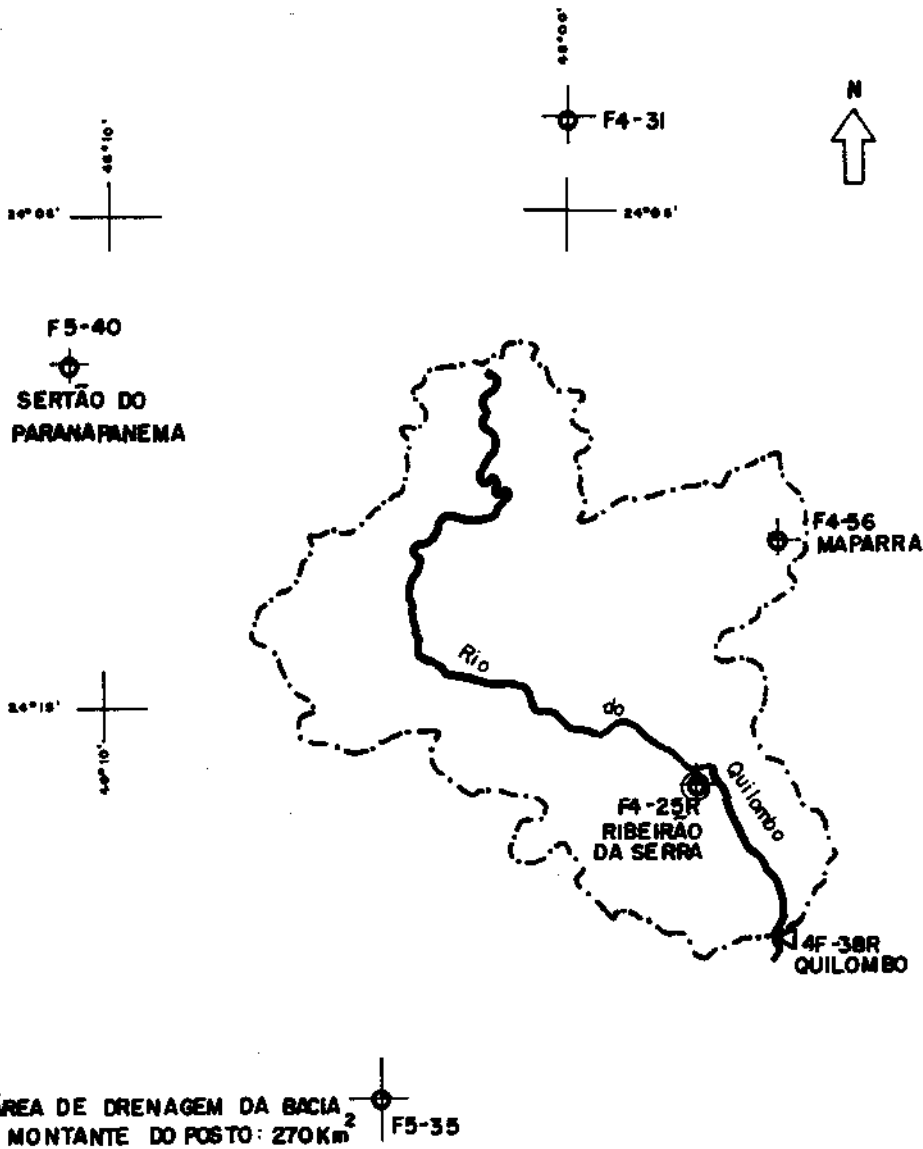
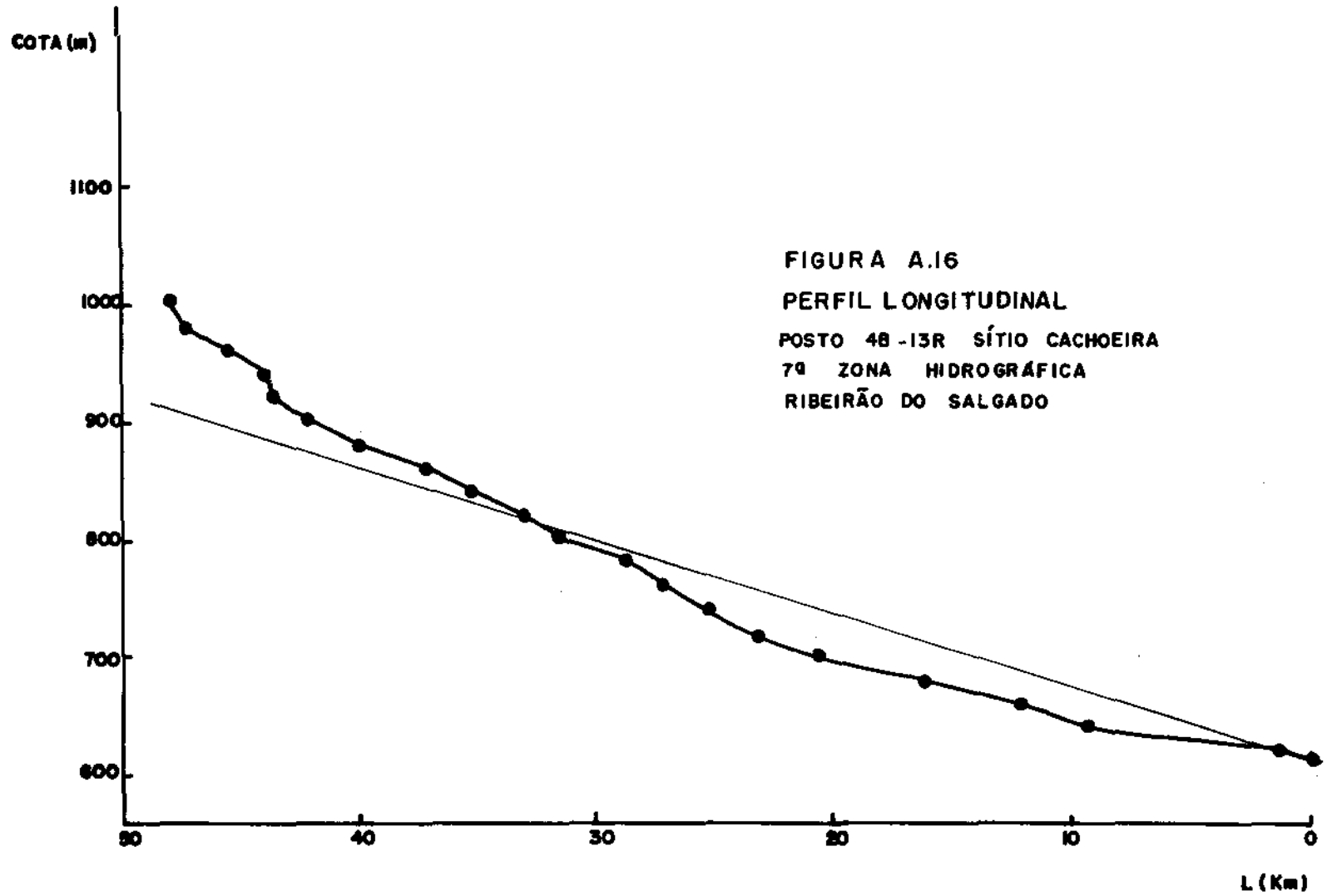
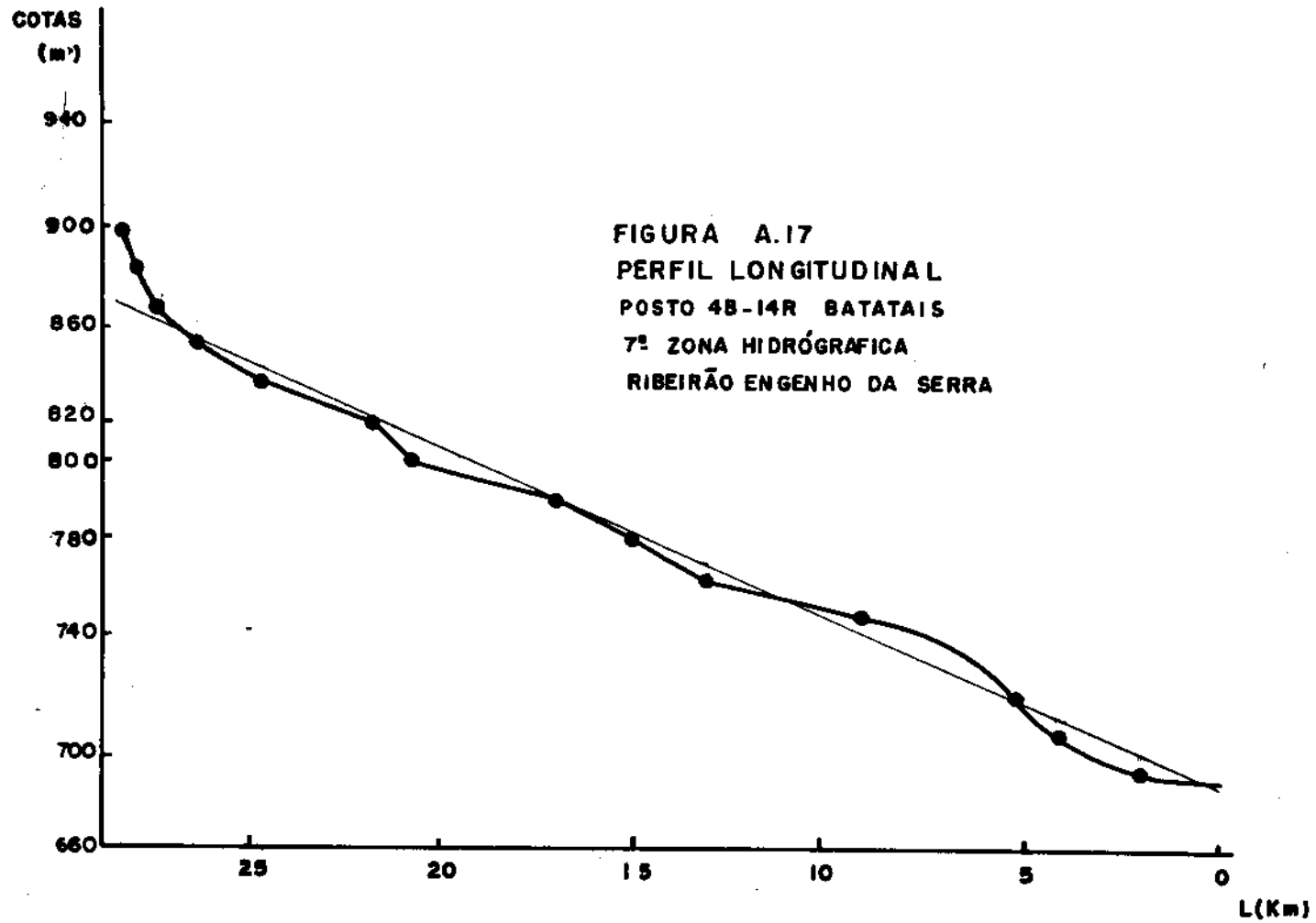


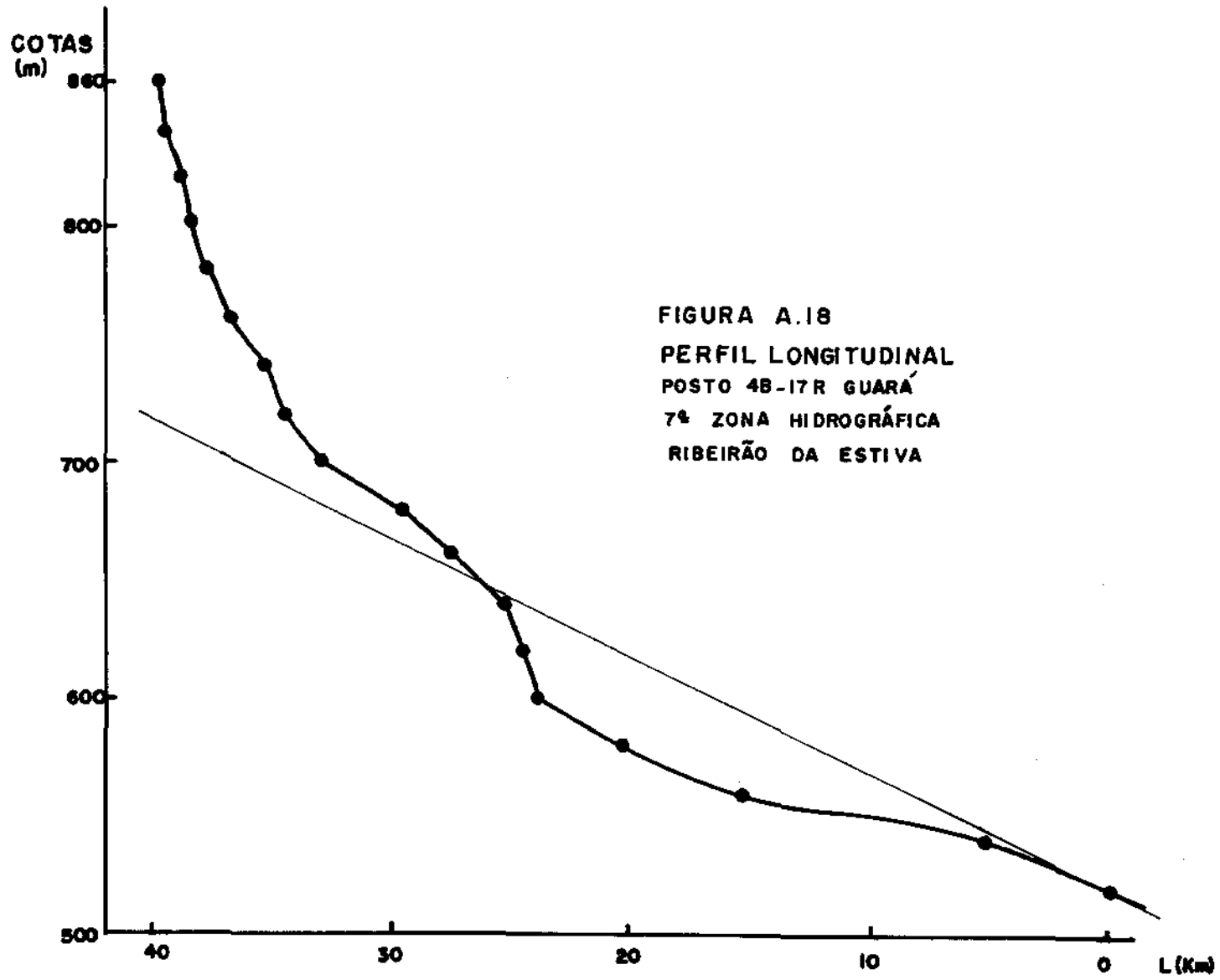
FIGURA A.15

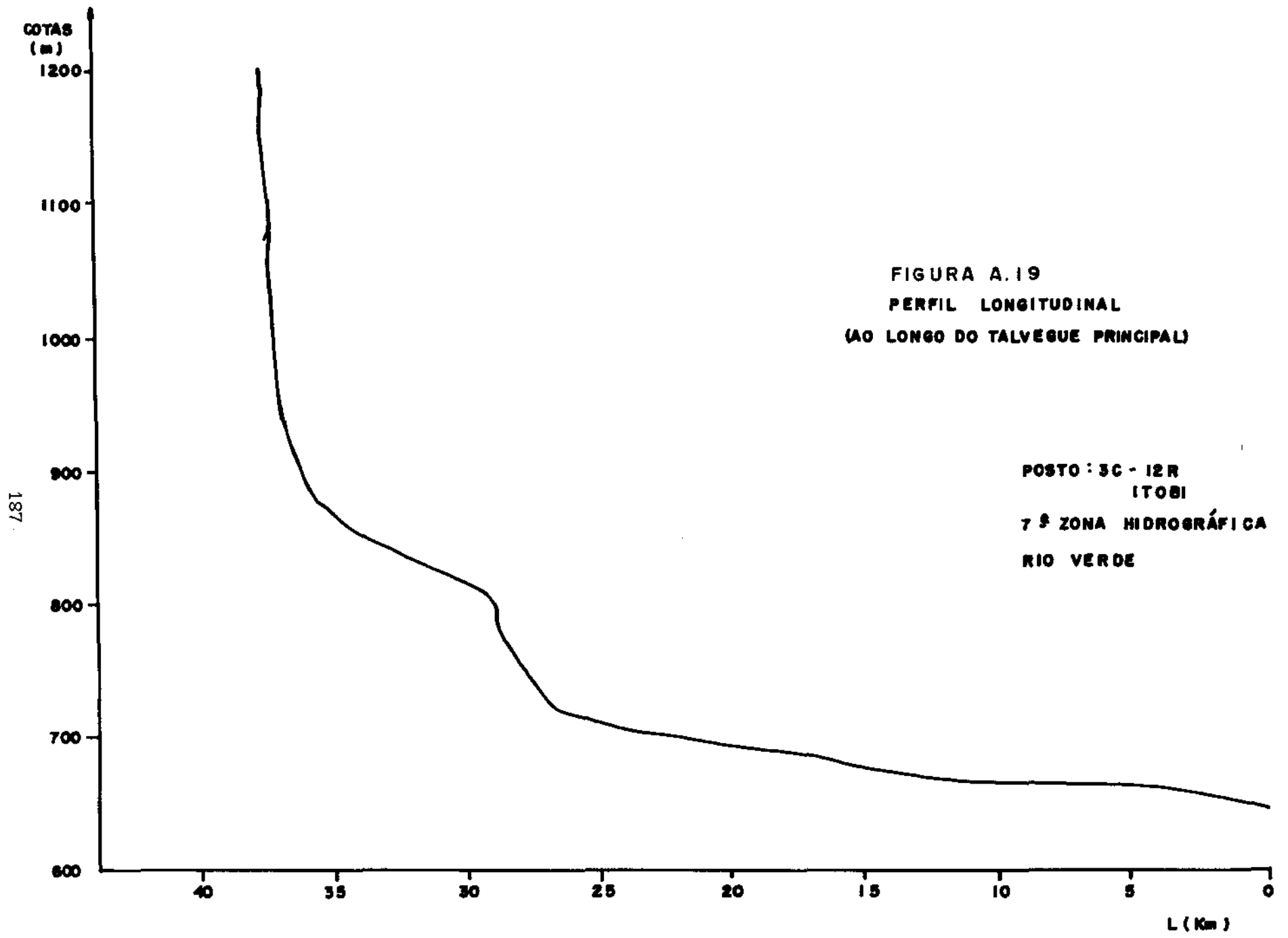
5000 0 5000 10.000 m

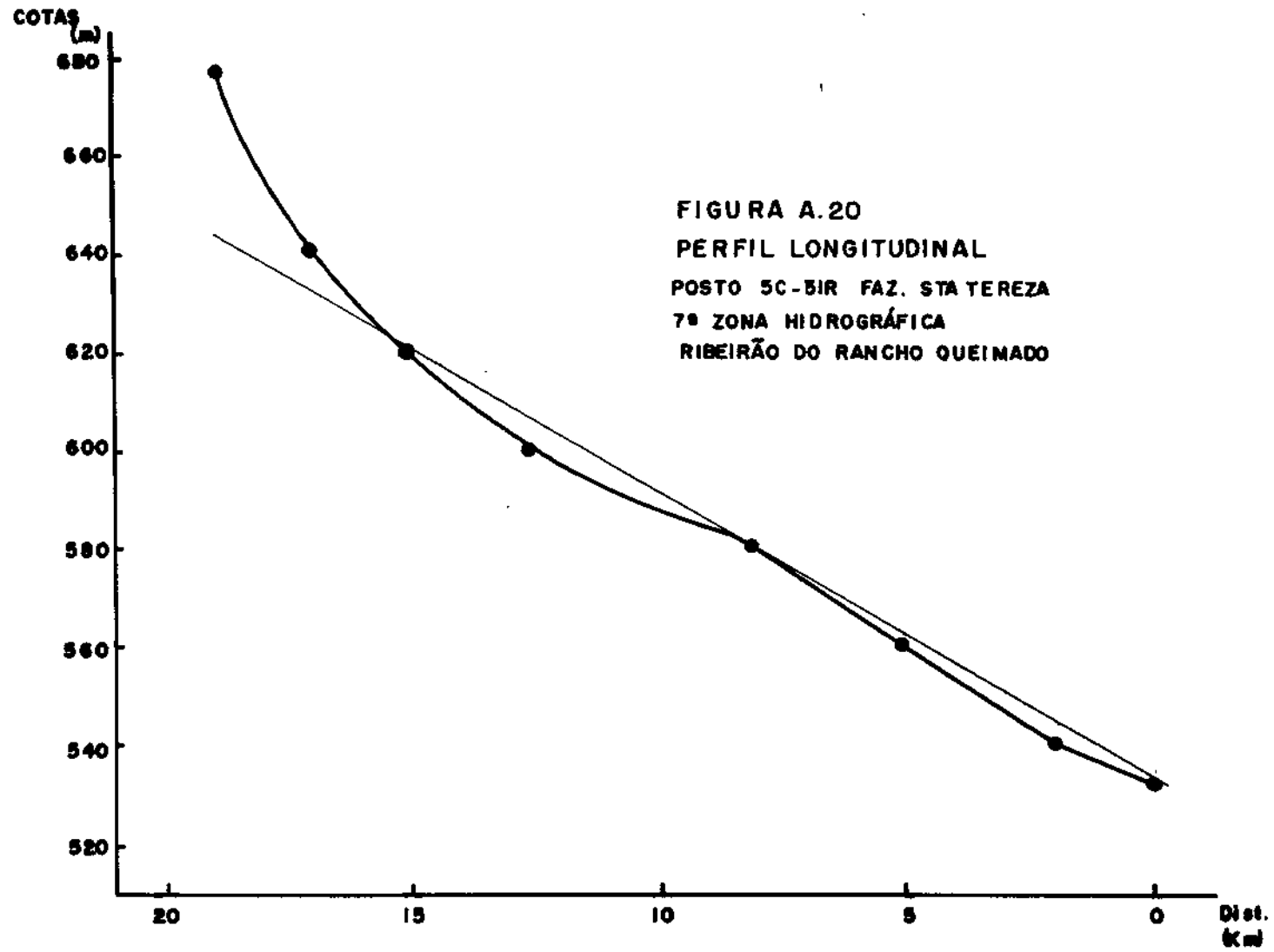
- LIMITE DA BACIA ESTUDADA
- POSTO PLUVIOMÉTRICO
- POSTO PLUVIOGRÁFICO
- POSTO FLUVIOGRÁFICO
- POSTO 4F-38R QUILOMBO
- 5ª ZONA HIDROGRÁFICA
- RIO DO QUILOMBO
- MAPA DA BACIA













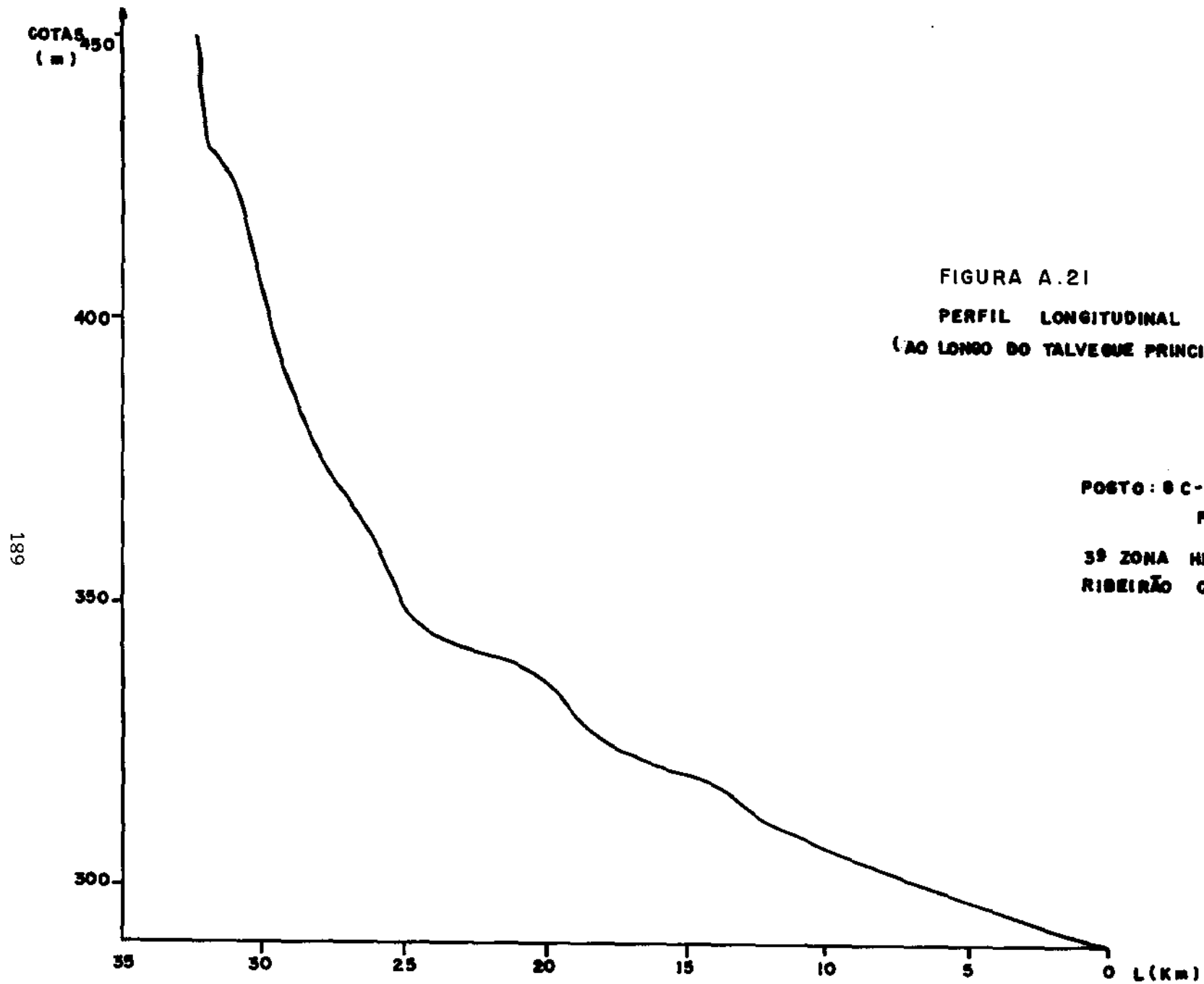


FIGURA A.21  
PERFIL LONGITUDINAL  
(AO LONGO DO TALVEQUE PRINCIPAL)

POSTO: B C - OOS R  
FAZ. RETIRO  
3ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO CLARO

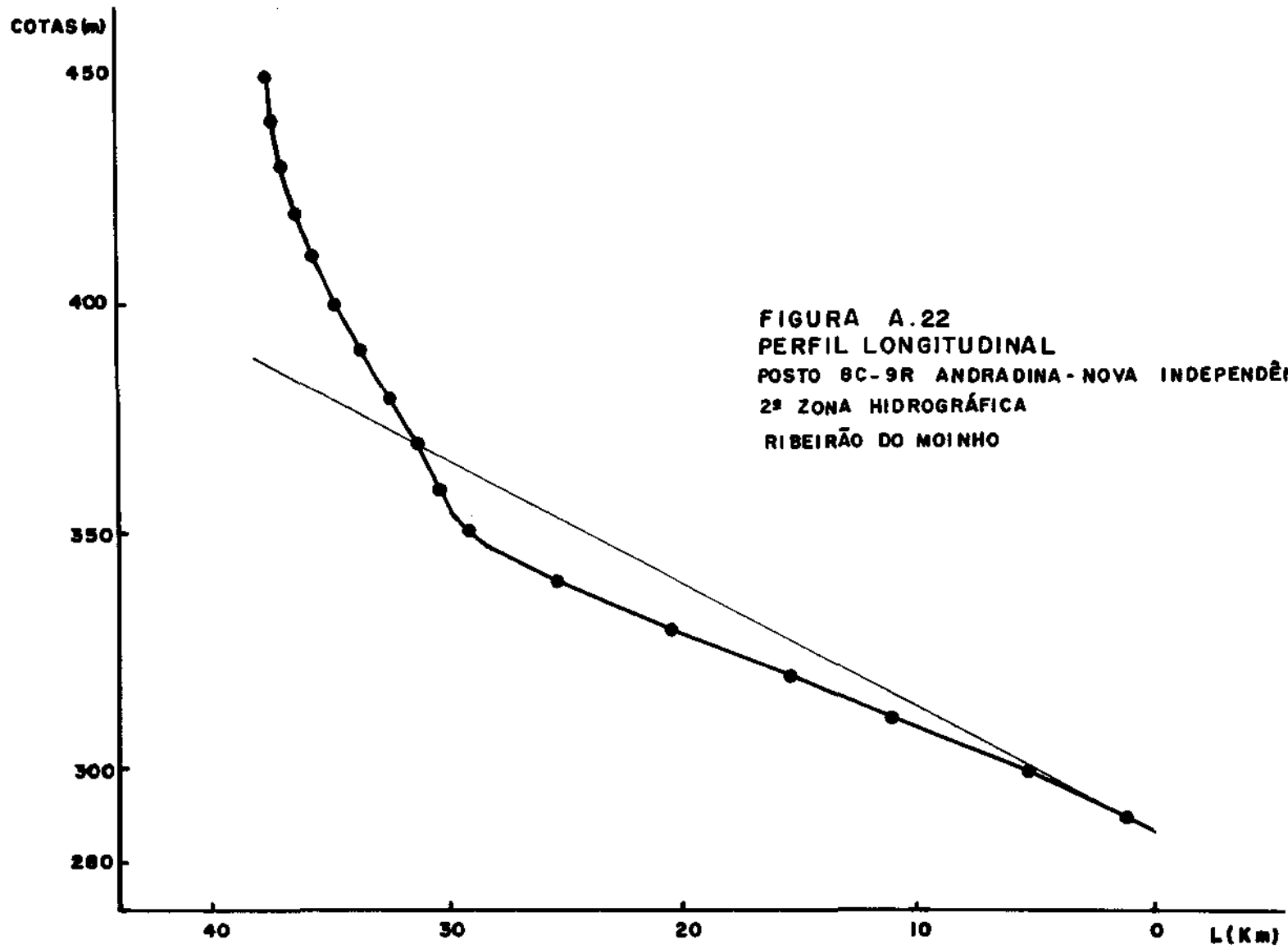
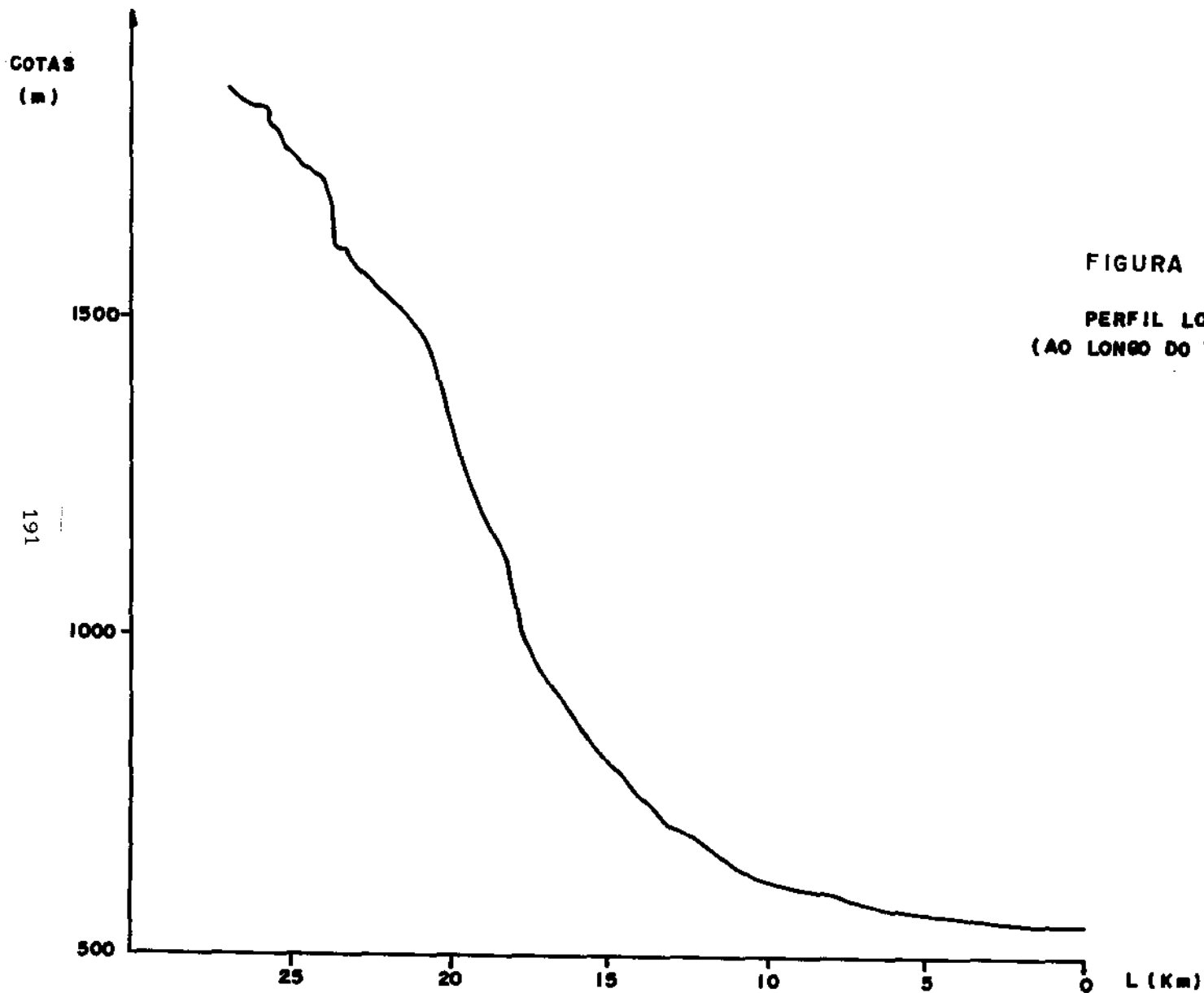


FIGURA A.22  
PERFIL LONGITUDINAL  
POSTO 8C-9R ANDRADINA-NOVA INDEPENDÊNCIA  
2ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO DO MOINHO



**FIGURA A.23**  
**PERFIL LONGITUDINAL**  
**(AO LONGO DO TALVEQUE PRINCIPAL)**

**POSTO: 2D - 54 R**  
**FAZ. KANEGAI**  
**6ª ZONA HIDROGRÁFICA**  
**RIO PIRACUAMA**

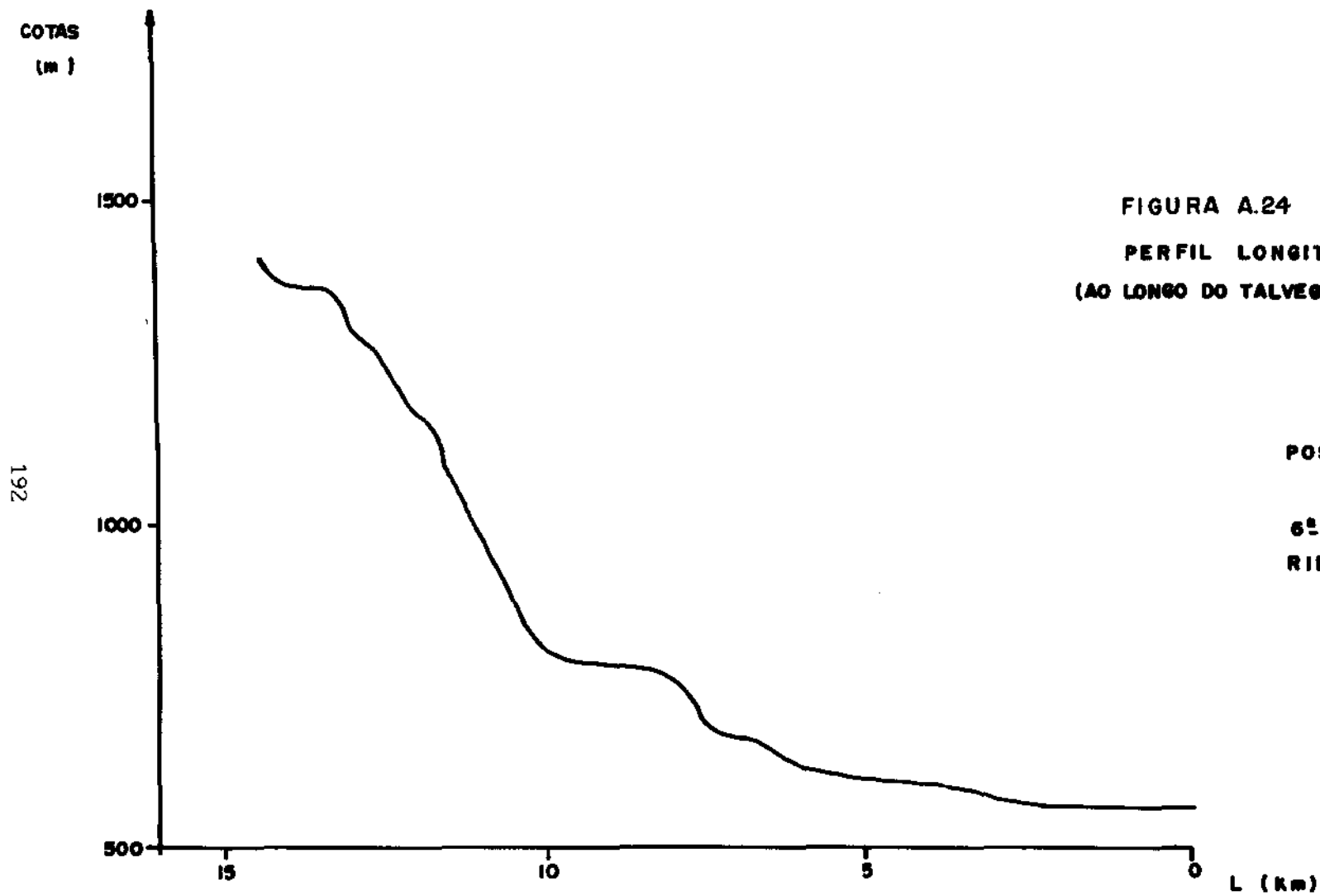


FIGURA A.24  
PERFIL LONGITUDINAL  
(AO LONGO DO TALVEGUE PRINCIPAL)

POSTO 2D - 59 R  
PIRAPITINGÜI  
6ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO PIRAPITINGÜI

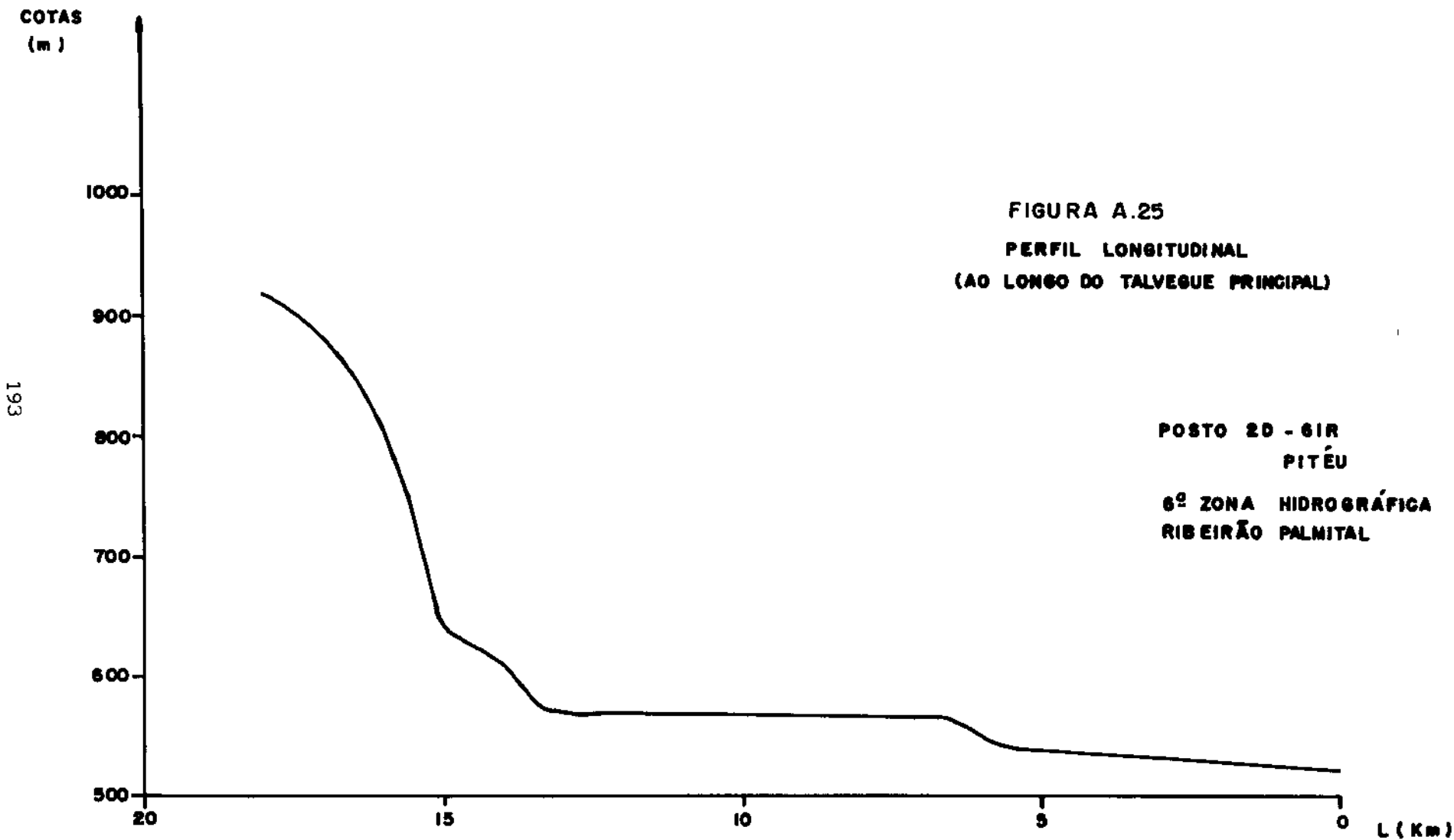
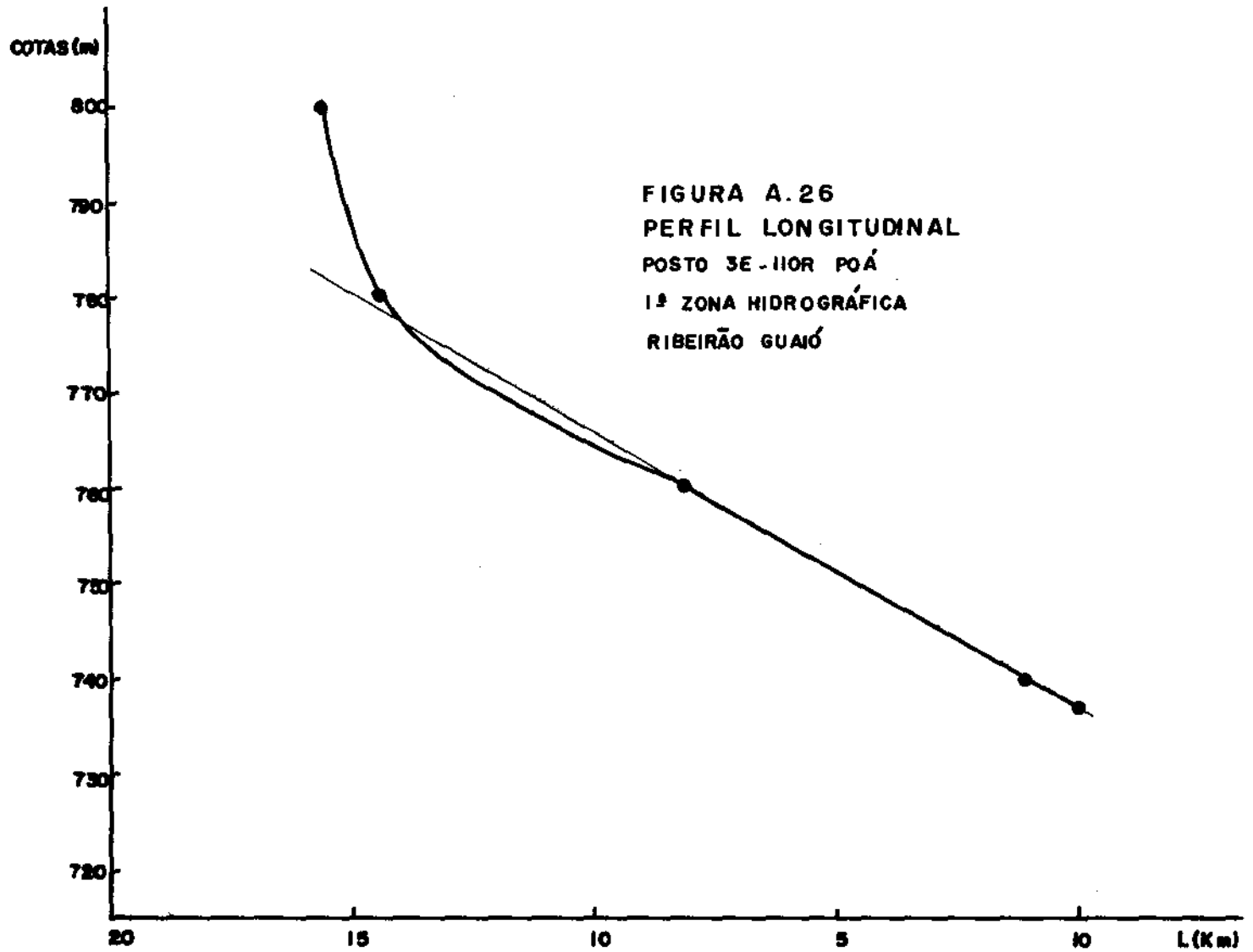


FIGURA A.26  
PERFIL LONGITUDINAL  
POSTO 3E-110R POÁ  
1ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIBEIRÃO GUAÍÓ



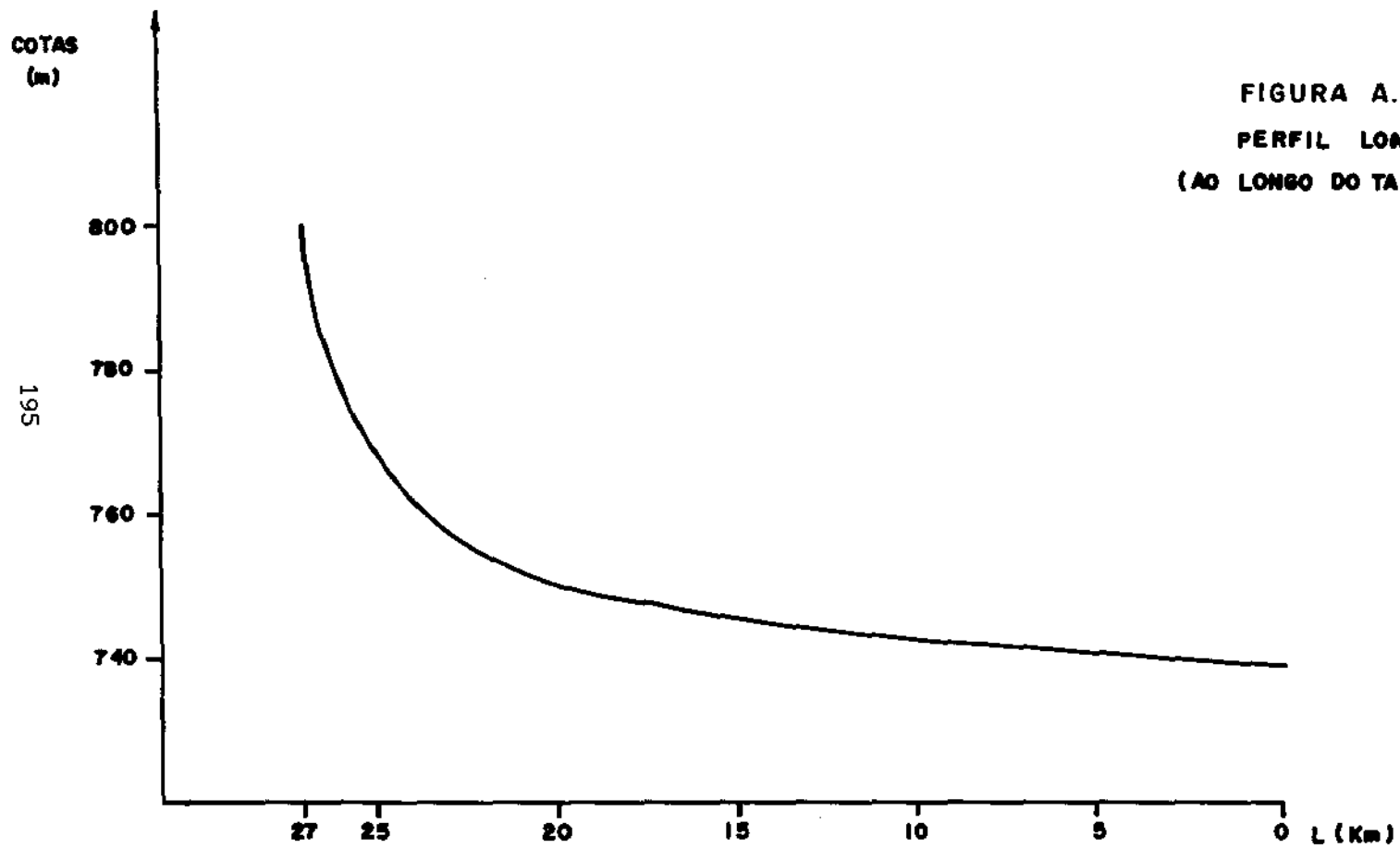
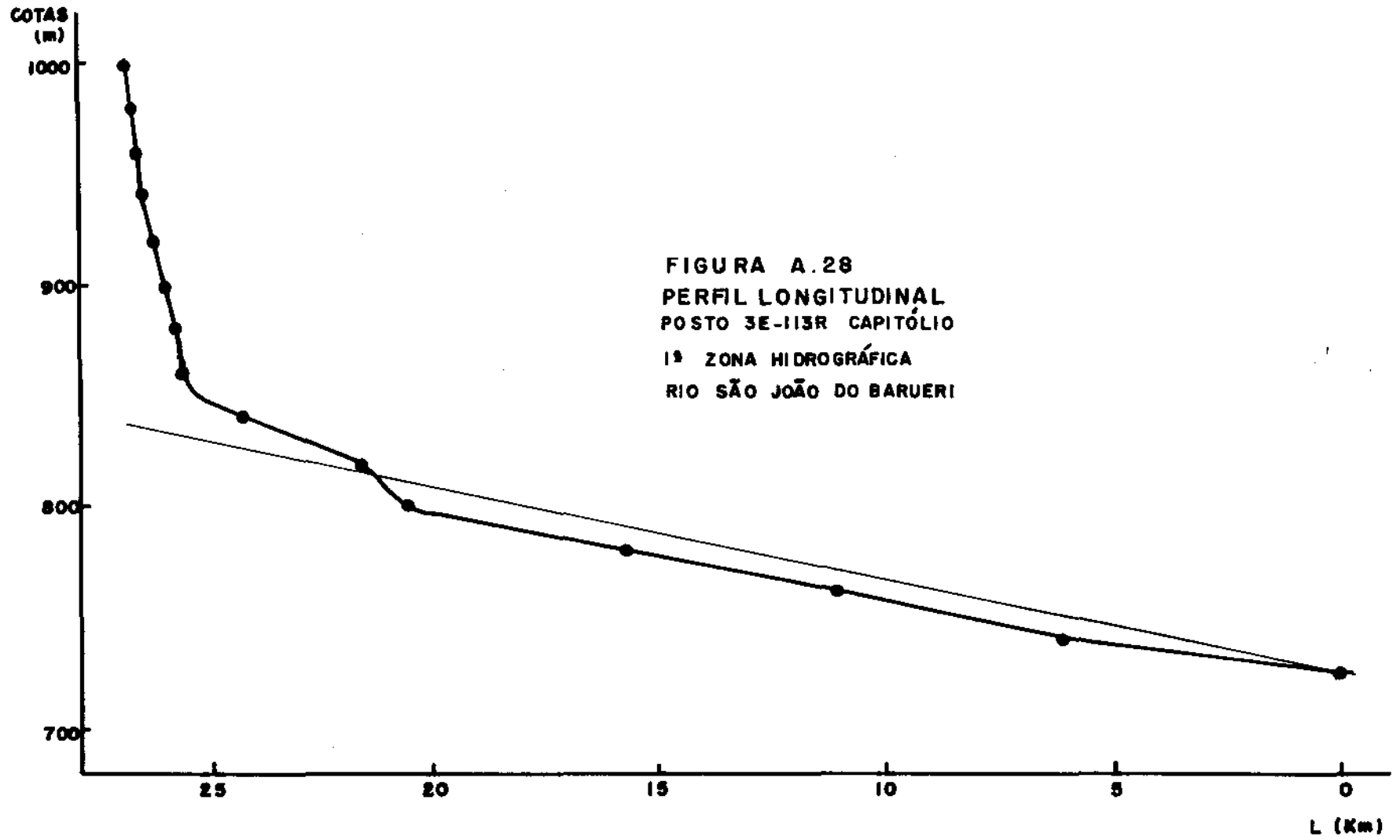
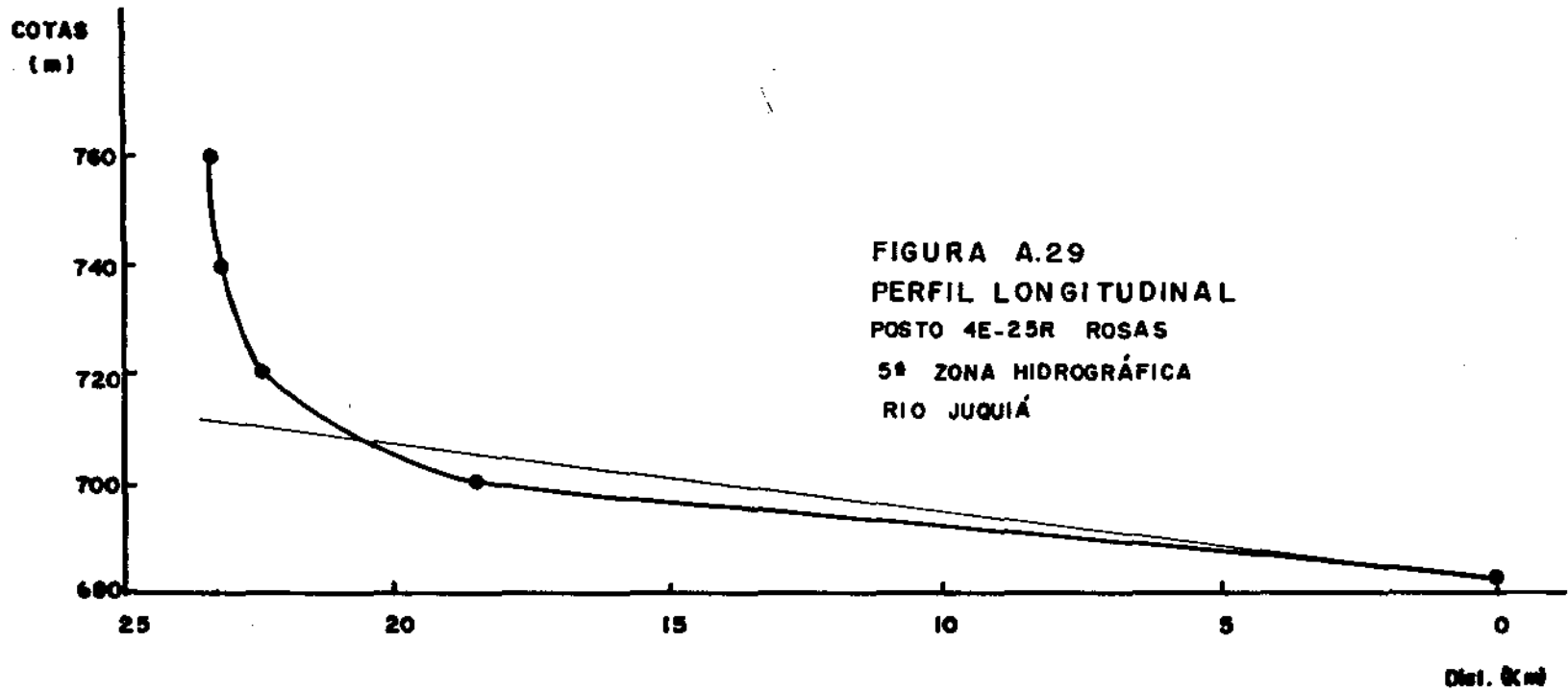


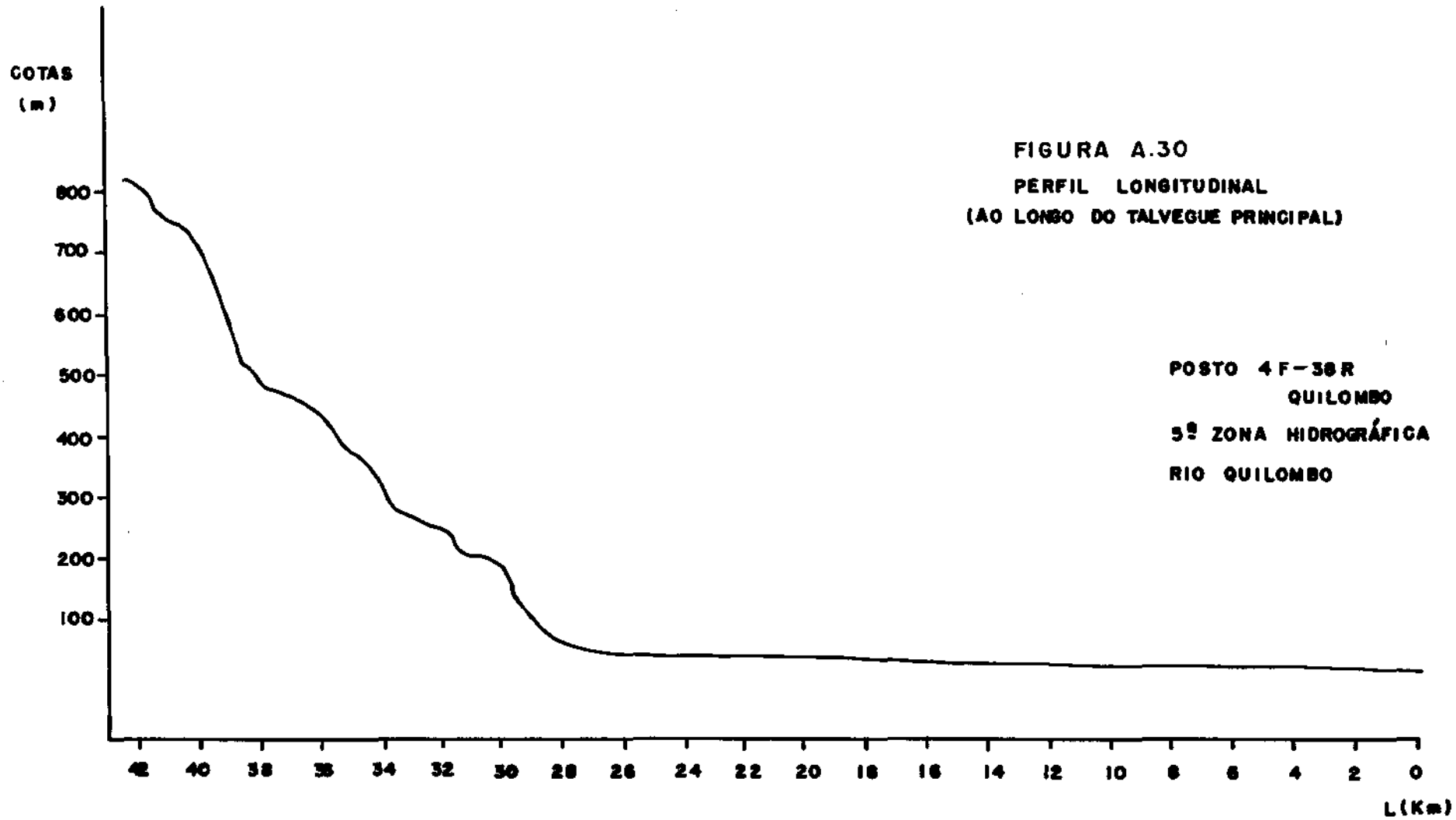
FIGURA A.27  
PERFIL LONGITUDINAL  
(AO LONGO DO TALVEGUE PRINCIPAL)

POSTO : SE-111R  
EMBU - SUACÚ  
1ª ZONA HIDROGRÁFICA  
RIO EMBU - SUACÚ









APÊNDICE - B

TABELAS DOS DADOS SOBRE OS EVENTOS

Tabela B.1 - Vazões de pico obtidas com as precipitações de projeto

Bacia prefixo - Nome	Tr (anos)	Vazões de Pico (m <sup>3</sup> /s)				
		Q Racional	Q SCS	Q VTC	Q IPW	Q Reda
4B-13R Sítio Cachoeira  N	10	174,9	70,8	67,8	68,0	39,0
	25	209,8	119,1	101,3	81,7	67,5
	50	233,1	156,7	130,0	90,8	86,0
	100	256,4	197,5	165,8	99,8	111,0
	200	279,7	241,0	207,2	108,9	135,5
500	303,0	269,4	252,4	118,0	164,0	
3C-12R Itobi  O	10	452,1	466,8	486,8	176,3	104,0
	25	535,9	643,0	666,6	209,0	144,0
	50	602,9	792,0	790,6	235,0	180,0
	100	669,9	946,5	908,6	261,0	216,0
	200	720,1	1065,2	1033,2	280,8	244,0
500	820,5	1308,4	1202,3	320,0	305,0	
5C-31R Faz. Sta. Tereza  A	10	210,9	301,9	385,5	90,9	148,0
	25	255,6	414,8	490,2	110,2	204,0
	50	281,2	481,6	572,2	121,2	234,0
	100	313,1	566,7	659,4	135,0	274,0
	200	338,7	635,8	733,1	146,0	320,0
500	377,0	740,9	854,6	162,6	360,0	
8C-8R Faz. Bom Retiro  B	10	136,3	60,3	40,2	55,8	24,6
	25	162,2	102,4	71,6	66,4	44,4
	50	181,7	139,5	99,8	74,4	60,0
	100	201,2	180,7	129,7	82,4	79,0
	200	220,6	225,2	164,0	90,3	97,0
500	246,0	288,7	210,0	101,0	127,0	
8C-9R Andradina Nova Inde- pendência  C	10	321,6	136,0	192,1	121,6	33,6
	25	372,4	200,0	289,8	140,8	52,8
	50	423,2	292,5	370,2	160,0	75,5
	100	457,1	353,9	457,9	172,8	91,0
	200	507,8	452,6	548,3	192,0	115,0
500	558,6	557,9	675,7	211,2	143,0	

Continuação da Tabela B.1

Bacia Prefixo Nome	Tr (anos)	Q Racional	Q <sub>SCS</sub>	Q <sub>VTC</sub>	Q <sub>IPW</sub>	Q Reda
2D-54R Faz. Kanegai D	10	299,1	516,8	518,4	141,3	292,0
	25	360,3	711,7	703,8	170,0	410,0
	50	404,3	859,8	856,0	191,0	495,0
	100	448,6	1011,6	998,1	211,9	585,0
	200	492,9	1166,3	1143,1	232,8	670,0
	500	548,3	1362,9	1350,1	259,0	790,0
2D- 59R Pirapitin- gui E	10	223,6	164,6	216,1	106,3	94,0
	25	266,7	253,8	306,6	126,8	144,0
	50	299,8	329,3	382,7	142,5	182,0
	100	332,8	419,5	454,7	158,2	234,0
	200	365,8	494,3	529,1	173,9	280,0
	500	409,0	610,2	636,3	194,4	345,0
4B-17R Guará F	10	228,1	76,0	47,5	99,2	30,4
	25	266,1	121,5	76,1	115,7	48,0
	50	291,4	156,0	101,6	126,8	62,0
	100	316,8	194,2	132,7	137,8	78,0
	200	342,2	235,0	170,2	148,8	93,0
	500	380,2	300,5	212,4	165,3	111,0
4B-14R Batatais G	10	266,8	127,1	189,6	132,7	69,0
	25	326,0	208,8	279,9	162,2	124,0
	50	385,3	301,5	363,1	191,6	160,0
	100	446,6	402,4	466,6	221,1	242,0
	200	503,8	509,6	594,5	250,6	304,0
	500	602,6	699,2	770,0	299,8	395,0
2D-61R Piteú H	10	90,1	123,5	122,8	40,0	91,0
	25	108,4	169,5	163,4	48,2	120,0
	50	121,7	204,4	196,4	54,0	148,0
	100	135,0	240,1	227,0	60,0	174,0
	200	148,3	276,5	258,1	65,9	196,0
	500	166,7	327,3	302,3	14,0	230,0
3E-110R Poá I	10	121,6	73,5	100,8	54,8	45,6
	25	143,4	103,8	136,4	64,6	63,5
	50	160,6	129,8	162,5	72,5	80,0
	100	178,0	157,0	192,8	80,3	97,0
	200	191,1	178,1	221,3	86,2	110,0
	500	212,8	214,4	261,4	96,0	134,0

Continuação da Tabela B.1

Bacia prefixo Nome	T <sub>r</sub>	Q <sub>Racional</sub>	Q <sub>SCS</sub>	Q <sub>VTC</sub>	Q <sub>IPW</sub>	Q <sub>Reda</sub>
3E-11R Embu- -Guaçu J	10	75,9	54,2	40,3	30,9	12,2
	25	93,7	92,9	64,4	38,1	21,2
	50	102,6	114,6	81,4	41,7	26,8
	100	111,5	137,5	103,3	45,4	32,4
	200	124,9	173,8	123,1	50,8	41,2
	500	138,2	212,1	155,2	56,3	51,2
3E-113R Capitólio K	10	240,3	180,4	205,1	97,6	108,5
	25	284,8	248,8	272,1	115,6	150,0
	50	312,4	291,9	314,6	126,5	178,0
	100	347,1	351,3	373,4	140,9	214,0
	200	382,7	412,6	429,0	155,4	248,0
	500	418,3	475,2	497,2	169,9	290,0
4E-25R Rosas L	10	42,3	63,5	49,1	17,6	21,0
	25	48,4	90,8	80,4	20,1	30,4
	50	54,4	121,3	101,0	22,6	44,0
	100	60,5	154,3	128,7	25,2	52,0
	200	66,5	189,4	150,4	27,7	63,6
	500	74,6	238,9	188,1	31,0	80,5
4F-38R Quilombo M	10	249,5	486,4	612,8	93,0	38,4
	25	299,4	665,5	663,1	111,6	138,3
	50	332,6	789,9	796,7	124,0	165,6
	100	374,3	949,3	919,4	139,5	200,7
	200	407,5	1079,4	1050,6	151,9	229,5
	500	457,4	1277,6	1216,1	170,5	273,8

Tabela B.2 - Vazões de pico calculadas com os métodos a partir das precipitações observadas.

Evento	Bacia Nome Prefixo	Data do Evento	Q OBS	Q Racional	Q SCS	Q VTC	Q IPW	Q Reda
01	Sítio	24/12/86	35,0	-	0,2	-	-	27,8
02		24/12/86	10,2	-	0,9	-	-	7,2
03	Cachoeira	10/01/87	12,8	-	-	-	-	6,7
04		12/01/87	33,5	-	-	-	-	18,2
05	4B-13R	09/02/87	12,6	-	-	-	-	5,8
06		10/02/87	46,0	-	-	2,2	-	43,2
07	N	11/12/87	26,8	-	1,8	0,3	-	13,0
08		20/12/87	23,0	-	0,2	-	-	15,8
09		18/03/88	22,8	-	6,0	2,3	-	27,4
01		13/11/82	18,6	-	98,9	12,8	-	34,5
02	Itobi	14/11/83	10,6	158,9	125,1	28,8	61,9	35,5
03		15/12/83	51,5	217,9	246,7	61,4	85,0	39,0
04	3C-12R	24/12/83	47,6	238,6	404,6	96,8	93,0	62,0
05		28/09/84	9,9	145,1	15,3	29,5	56,6	21,4
06		13/11/84	6,6	188,1	23,2	81,8	73,4	14,1
07	O	02/12/84	16,0	214,5	147,4	145,1	83,6	37,0
08		09/01/85	11,3	95,2	116,2	54,5	37,1	35,0
01		06/01/90	2,6	52,7	55,7	15,3	22,7	1,2
02	Fazenda	09/01/90	5,2	87,6	112,6	125,6	37,8	9,0
03		13/01/90	3,5	-	-	0,8	-	1,8
04	Santa	16/01/90	4,2	87,6	64,4	62,8	37,8	6,0
05		14/02/90	5,2	66,2	24,2	28,0	28,6	9,0
06	Tereza	04/03/90	3,5	-	17,0	41,4	-	4,2
07		19/03/90	3,0	40,3	15,6	18,3	17,4	7,2
08	5C-31R	27/03/90	4,5	-	14,7	28,4	-	4,2
09	A	09/04/90	5,0	101,7	46,7	80,3	43,9	4,8
01		08/02/83	9,7	29,0	-	-	11,9	9,4
02	Fazenda	14/03/83	19,4	-	-	-	-	21,8
03		03/03/84	6,4	-	-	-	-	7,3
04	Retiro	05/03/84	8,3	42,2	-	-	17,3	10,2
05		13/05/84	9,0	-	-	-	-	8,7
06	8C-8R	18/12/84	6,5	-	-	-	-	6,5
07		22/01/85	15,4	-	-	-	-	15,0
08	B	13/02/85	17,6	-	33,5	-	-	20,8

Continuação da Tabela B.2

Evento	Bacia-Nome Prefixo	Data do Evento	Q OBS	Q Racional	Q SCS	Q VTC	Q IPW	Q Reda
01		22/08/89	6,8	176,3	8,7	22,0	66,7	11,2
02	Andradina	03/09/89	3,4	143,2	-	0,9	54,1	6,2
03		14/11/89	4,2	-	-	1,8	-	8,1
04	Nova Inde-	30/11/89	20,0	-	-	-	-	22,6
05	pendência	14/12/89	14,6	143,9	-	0,9	54,7	26,0
06		21/12/89	3,9	-	1,4	11,9	-	7,1
07		02/01/90	16,2	-	12,9	-	-	11,2
08	8C-9R	06/01/90	12,6	-	4,3	-	-	6,8
09	C	08/01/90	13,4	-	4,3	-	-	15,2
01		22/12/79	32,0	85,1	12,3	11,6	38,4	49,3
02	Fazenda	26/12/79	24,4	140,9	117,0	99,6	63,6	80,0
03		28/01/80	11,8	-	28,0	49,8	-	15,0
04	Kanegai	02/02/80	55,0	338,6	528,1	476,8	152,6	152,2
05		23/02/80	26,6	35,1	-	-	15,8	31,0
06	2D-54R	05/04/80	26,6	115,8	47,0	48,7	52,2	47,5
07		13/04/80	8,0	33,5	-	-	15,1	13,2
08		02/12/80	27,0	36,8	-	-	16,6	37,0
09	D	30/12/80	33,4	-	86,4	85,4	-	59,8
10		15/01/81	33,0	126,9	69,0	59,8	57,2	73,9
11		16/01/81	13,6	39,7	0,9	2,6	17,9	30,0
12		07/02/81	36,0	69,0	0,8	4,3	31,1	51,5
13		08/02/81	33,4	180,2	115,6	131,8	81,3	35,0
01		01/11/79	47,0	233,8	123,8	168,9	111,2	72,5
02	Pirapitin	02/11/79	12,0	136,6	20,8	51,3	64,9	36,8
03	gui	22/12/79	21,2	25,4	-	-	12,0	28,4
04	2D-54R	04/04/80	25,2	71,0	4,9	8,0	33,8	42,0
05		30/04/80	16,2	-	0,2	16,9	-	22,5
06		09/01/81	8,4	-	-	-	1,9	13,5
07		05/04/81	15,4	43,8	-	-	20,8	23,2
08	E	20/11/81	10,2	30,2	7,3	4,0	14,4	20,0
09		06/02/83	27,0	-	0,4	18,7	-	39,0



Continuação da Tabela B.2.

Evento	Bacia Nome Prefixo	Data do Evento	Q OBS	Q Racional	Q SCS	Q VTC	Q IPW	Q Reda
01	Guará 4B-17R F	12/01/81	14,4	137,2	38,2	11,7	59,7	41,2
02		04/03/82	20,4	-	97,8	57,3	-	23,0
03		11/03/82	12,4	143,7	86,4	10,3	62,5	31,4
04		23/03/82	19,8	179,6	18,9	5,3	78,1	27,2
05		26/01/84	8,6	117,3	8,8	0,9	51,0	24,0
06		30/04/88	10,0	-	-	-	-	19,9
01	Batatais 4B-14R G	01/01/83	6,8	-	-	-	-	10,7
02		23/01/83	11,0	-	-	-	-	14,0
03		07/02/83	9,3	-	152,4	6,3	-	9,9
04		08/02/83	21,6	187,8	60,0	37,7	93,4	31,2
05		09/02/83	13,4	-	-	0,2	-	13,2
06		24/02/83	4,3	-	-	-	-	9,0
07		29/05/83	12,1	-	38,0	54,2	-	12,3
08		31/05/83	17,6	173,3	107,3	51,0	86,2	50,1
01	Pitéu 2D-61R H	03/01/76	18,6	28,2	4,3	8,4	12,6	30,5
02		22/02/76	9,5	9,9	-	0,7	4,4	16,6
03		17/11/76	25,3	-	12,5	17,8	-	30,7
04		06/01/77	27,2	28,6	18,6	18,9	12,7	51,0
05		14/01/77	12,3	-	-	0,1	-	16,4
06		16/01/77	41,0	42,9	21,3	25,9	19,0	44,8
07		19/01/77	43,0	30,9	34,7	24,9	13,7	86,5
08		03/11/83	9,4	27,0	26,1	35,2	12,0	24,4
09		04/11/83	5,9	11,5	-	-	4,1	16,4
10		17/11/84	2,7	-	0,9	3,9	-	3,0
11		05/03/84	7,3	54,5	45,1	48,4	24,2	14,6
01	Poá 3E-110R I	05/01/87	3,4	-	-	-	-	2,2
02		09/02/87	10,0	26,0	-	0,1	11,7	15,8
03		30/12/87	8,2	33,1	2,5	6,0	14,9	12,0
04		20/01/88	5,2	-	3,8	4,7	-	24,2
05		27/01/89	5,0	-	-	2,8	-	7,0
06		04/02/89	4,5	44,1	2,4	6,4	19,9	6,0
07		11/02/89	9,9	60,5	20,8	17,7	27,3	50,0
08		25/02/89	5,5	47,6	1,9	8,1	21,5	4,4
09		11/04/89	3,4	53,3	4,3	13,5	24,0	1,8
01	Embú- Guaçú 3E-111R J	25/01/82	12,7	43,2	6,9	2,9	17,5	28,3
02		08/02/82	11,5	30,5	32,9	-	12,4	20,0
03		12/04/82	4,0	-	-	-	-	3,4
04		05/12/82	17,2	34,5	9,6	0,7	14,0	35,5
05		28/12/82	5,4	-	-	-	-	4,4
06		16/12/83	9,0	-	-	-	-	8,7
07		09/02/84	21,6	-	19,5	-	-	38,0

Continuação da Tabela B.2

Evento nº	Bacia Nome Prefixo	Data do Evento	Q OBS	Q Racional	Q SCS	Q VTC	Q IPW	Q Reda
01	Capitólio 3E-113R K	19/01/83	18,4	-	17,9	31,6	-	44,0
02		07/06/83	26,6	56,1	85,1	56,3	22,8	63,0
03		10/01/89	20,0	-	5,0	13,9	-	17,8
04		14/02/89	42,5	-	-	-	-	35,0
05		17/03/89	46,7	-	46,4	69,6	-	85,0
01	Rosas 4E-25R L	04/12/82	26,5	31,5	30,4	20,7	13,0	68,5
02		15/01/83	22,1	26,7	18,4	5,7	11,1	46,0
03		15/02/83	22,8	16,9	19,1	5,4	7,0	46,5
04		07/03/83	36,6	19,3	32,6	4,0	8,0	62,0
05		04/02/86	22,5	36,6	74,3	55,9	15,2	44,5
06		03/03/86	52,5	51,5	113,1	66,3	21,4	92,0
07		02/12/86	24,1	11,1	16,7	5,5	4,6	50,0
08		15/06/87	37,6	-	167,1	56,3	-	68,0
09		21/02/88	24,0	25,6	17,7	6,2	10,7	54,1
01	Quilombo 4F-38R M	25/07/81	16,0	41,8	46,0	27,4	15,6	21,5
02		17/10/81	16,4	102,5	60,5	83,0	38,2	31,2
03		20/10/81	10,8	45,0	11,4	3,8	16,8	14,0
04		05/11/81	10,0	-	1,8	13,0	-	8,6
05		10/11/81	13,2	-	0,5	2,4	-	22,6
06		04/01/82	13,2	26,1	0,8	-	9,7	21,0
07		29/04/82	7,5	-	-	-	-	5,4
08		26/05/82	18,0	51,3	36,0	33,5	19,1	40,5
09		18/06/82	23,0	52,7	66,4	3,0	19,6	36,5
10		09/07/82	10,2	-	14,7	9,5	-	18,3
11		06/09/82	13,7	-	-	-	-	20,4

Tabela B-3 : Volumes de Escoamento Superficial e tempo de base dos hidrogramas observados e calculados com os métodos do SCS e de Reda.

Evento nº	Bacia Nome Prefixo	Data Evento	Vol.	Vol.	Vol.	Tempo	Tempo	Tempo	
			OBS	Reda	SCS	Base	Base	Base	
			$10^3 \text{ m}^3$	$10^3 \text{ m}^3$	$10^3 \text{ m}^3$	OBS. (h)	Reda(h)	SCS(h)	
01	Cachoeira	23/12/86	1512	1656	6	34,0	46,7	17,0	
02		Sítio	24/12/86	396	418	24	20,0	46,7	24,0
03			10/01/87	367	385	-	27,5	46,7	-
04			12/01/87	972	1044	-	20,0	46,7	-
05			09/02/87	310	338	-	15,0	46,7	-
06		4B-13R	10/02/87	2340	2538	-	40,0	46,7	-
07			11/12/87	702	770	50	33,0	46,7	19,0
08		N	20/12/87	842	893	5	50,0	46,7	17,0
09			18/03/88	1483	1559	188	68,0	46,7	24,0
01	Itobi	13/11/82	4234	4284	2045	153,0	91,0	14,0	
02			14/11/83	3406	3564	3646	157,0	95,0	30,0
03			15/12/83	7020	7074	14773	125,0	103,0	51,5
04		3C-12R	24/12/83	7243	7470	16885	135,0	86,0	49,0
05			28/09/84	2286	2326	697	147,0	76,9	30,0
06			13/11/84	1325	1361	473	120,0	76,9	15,0
07		O	02/12/84	3578	3636	6345	141,0	81,0	27,0
08			09/01/85	5045	5292	6644	153,0	106,0	39,0
01	Fazenda	06/01/90	40	42	1117	16,0	28,1	15,0	
02			09/01/90	282	306	2065	38,0	28,1	16,0
03			13/01/90	58	62	-	20,0	28,1	-
04		Santa	16/01/90	203	194	1390	44,0	28,1	11,0
05		Tereza	14/02/90	281	306	786	44,0	28,1	24,0
06			04/03/90	129	142	279	32,0	28,1	10,4
07		5C-31R	19/03/90	203	241	258	50,0	28,1	14,0
08			27/03/90	145	144	256	40,0	28,1	15,0
09		A	09/04/90	157	170	876	27,0	28,1	15,0
01	Fazenda	08/02/83	608	659	-	48,0	52,2	-	
02			14/03/83	1368	1440	-	80,0	52,2	-
03			03/03/84	455	489	-	55,0	52,2	-
04		Retiro	05/03/84	671	691	-	55,0	52,2	-
05			13/05/84	567	616	-	48,5	52,2	-
06			18/12/84	401	462	-	73,0	52,2	-
07		8C-8R	22/01/85	1015	1065	-	70,0	53,0	-
08		B	13/02/85	2225	2657	1040	117,0	98,0	28,0

Continuação da Tabela B-3.

Evento n	Bacia Nome Prefixo	Data do Evento	Vol. OBS. 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. Reda 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. SCS 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Tempo Base OBS. (h)	Tempo Base Reda (h)	Tempo Base SCS(h)
01	Andradina Nova Independência 8C-9R C	22/08/89	1447	1541	264	127,5	101,3	20,0
02		03/09/89	814	828	-	130,0	101,3	-
03		14/11/89	1030	1094	-	130,0	101,3	-
04		30/11/89	2886	3168	-	96,0	101,3	-
05		14/12/89	3575	3643	-	135,0	108,0	-
06		21/12/89	896	972	40	130,0	101,3	17,0
07		02/01/90	1440	1519	396	88,0	101,3	19,0
08		06/01/90	893	921	-	45,0	101,3	-
09		08/01/90	1944	2131	136	82,0	101,3	20,0
01	Fazenda Kanegai 2D-54R D	22/12/79	897	997	171	23,0	18,0	12,0
02		26/12/79	1638	1728	1356	62,5	20,0	10,0
03		28/01/80	281	293	231	36,0	18,0	5,6
04		02/02/80	2781	2844	8894	37,5	18,0	15,0
05		23/02/80	626	657	-	31,0	19,0	-
06		05/04/80	864	905	869	32,5	18,0	16,0
07		13/04/80	239	257	-	27,0	18,0	-
08		02/12/80	945	1008	-	30,0	23,0	-
09		30/12/80	1087	1112	924	41,0	18,0	12,0
10		15/01/81	1359	1476	1407	31,5	18,0	16,0
11		16/01/81	630	702	10	32,5	21,5	7,0
12		07/02/81	986	1121	12	25,0	19,0	12,0
13		08/02/81	648	729	1492	22,0	19,0	8,0
01	Pirapitingui 2D-59R E	01/11/79	698	769	1132	26,0	9,3	8,0
02		02/11/79	331	335	479	55,0	8,9	18,0
03		22/12/79	313	348	-	19,0	11,5	-
04		04/04/80	374	408	62	22,5	8,9	14,0
05		30/04/80	201	221	788	21,5	8,9	3,2
06		09/01/81	118	137	-	23,0	8,9	-
07		05/04/81	230	240	-	25,0	9,4	-
08		20/11/81	223	271	186	33,0	10,9	15,2
09		06/02/83	349	351	2011	25,0	8,9	4,0
01	Guará 4B-17R F	12/01/82	3053	3427	1543	168,0	60,0	30,0
02		04/03/82	1487	1613	2586	70,0	53,2	17,6
03		11/03/82	2419	2534	3763	130,0	12,5	27,0
04		23/03/82	1584	1804	612	71,0	53,2	36,0
05		26/01/84	1584	1530	459	102,0	59,0	29,0
06		30/04/88	1260	1317	-	116,0	53,2	-

Continuação da Tabela B-3.

Evento n	Bacia Nome Prefixo	Data do Evento	Vol. OBS. 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. Reda 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. SCS 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Tempo Base OBS(h)	Tempo Base Reda(h)	Tempo Base SCS(h)
01	Batatais  4B-14R  G	01/01/83	349	378	-	53,0	29,4	-
02		23/01/83	457	504	-	29,0	29,4	-
03		07/02/83	286	346	3486	32,5	29,4	30,0
04		08/02/83	1008	1123	1391	36,5	29,4	18,0
05		09/02/83	418	466	-	28,0	29,4	-
06		24/02/83	290	324	-	45,0	29,4	-
07		29/05/83	401	453	672	34,0	29,4	11,2
08		31/05/83	1642	1800	3067	65,0	29,4	19,0
01	Pitéu  2D-61R  H	03/01/76	360	430	63	56,0	11,0	12
02		22/02/76	306	378	-	63,0	14,8	-
03		17/11/76	364	434	141	35,0	10,8	8,0
04		06/01/77	648	873	186	50,0	11,5	10,0
05		14/01/77	200	232	-	29,0	11,0	-
06		16/01/77	540	684	261	13,0	11,3	8,0
07		19/01/77	918	1611	617	44,0	14,1	11,6
08		03/11/83	300	346	468	42,0	11,0	16,0
09		04/11/83	209	274	-	34,0	11,5	-
10		17/11/84	36	41	8,8	12,0	10,8	6,4
11		05/03/84	245	297	466	20,0	10,8	8,0
01	Poá  3E-110R  I	05/01/87	60	65	-	20,5	23,1	-
02		09/02/87	436	477	1054	39,0	23,1	10,0
03		30/12/87	331	385	41	48,0	24,0	11,0
04		20/01/88	666	715	6,5	116,0	23,1	16,0
05		27/01/89	95	103	-	28,5	23,1	-
06		04/02/89	166	183	54	18,0	23,1	16,0
07		11/02/89	1544	1710	441	101,0	28,0	15,0
08		25/02/89	122	128	36	14,0	23,1	14,0
09		11/04/89	51	52	121	15,0	23,1	20,0
01	Embu- Guaçú  3E-111R  J	25/01/82	3661	4032	219	142,0	92,6	20,0
02		08/02/82	3348	3564	1444	165,0	116,0	36,0
03		12/04/82	443	475	-	60,0	92,6	-
04		05/12/82	5803	6174	676	185,0	116,0	48,0
05		28/12/82	572	626	-	48,0	92,6	-
06		16/12/83	1166	1300	-	73,0	102,5	-
07		09/02/84	5364	5882	623	135,0	107,0	18,0

continuação da Tabela B-3.

Evento n <sup>o</sup>	Bacia Nome Prefixo	Data do Evento	Vol. OBS. 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. Reda 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. SCS 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Tempo Base OBS(h)	Tempo Base Reda(h)	Tempo Base SCS(h)
01	Batatais 4B-14R	01/01/83	349	378	-	53,0	29,4	-
02		23/01/83	457	504	-	29,0	29,4	-
03		07/02/83	286	346	3486	32,5	29,4	30,0
04		08/02/83	1008	1123	1391	36,5	29,4	18,0
05		09/02/83	418	466	-	28,0	29,4	-
06		24/02/83	290	324	-	45,0	29,4	-
07		29/05/83	401	453	672	34,0	29,4	11,2
08		31/05/83	1642	1800	3067	65,0	29,4	19,0
01	Pitéu 2D-61R	03/01/76	360	430	63	56,0	11,0	12
02		22/02/76	306	378	-	63,0	14,8	-
03		17/11/76	364	434	141	35,0	10,8	8,0
04		06/01/77	648	873	186	50,0	11,5	10,0
05		14/01/77	200	232	-	29,0	11,0	-
06		16/01/77	540	684	261	13,0	11,3	8,0
07		19/01/77	918	1611	617	44,0	14,1	11,6
08		03/11/83	300	346	468	42,0	11,0	16,0
09		04/11/83	209	274	-	34,0	11,5	-
10		17/11/84	36	41	8,8	12,0	10,8	6,4
11		05/03/84	245	297	466	20,0	10,8	8,0
01	Poá 3E-110R	05/01/87	60	65	-	20,5	23,1	-
02		09/02/87	436	477	1054	39,0	23,1	10,0
03		30/12/87	331	385	41	48,0	24,0	11,0
04		20/01/88	666	715	6,5	116,0	23,1	16,0
05		27/01/89	95	103	0,0	28,5	23,1	-
06		04/02/89	166	183	54	18,0	23,1	16,0
07		11/02/89	1544	1710	441	101,0	28,0	15,0
08		25/02/89	122	128	36	14,0	23,1	14,0
09		11/04/89	51	52	121	15,0	23,1	20,0
01	Embu- guaçú 3E-111R	25/01/82	3661	4032	219	142,0	92,6	20,0
02		08/02/82	3348	3564	1444	165,0	116,0	36,0
03		12/04/82	443	475	-	60,0	92,6	-
04		05/12/82	5803	6174	676	185,0	116,0	48,0
05		28/12/82	572	626	-	48,0	92,6	-
06		16/12/83	1166	1300	-	73,0	102,5	-
07		09/02/84	5364	5882	623	135,0	107,0	18,0

Continuação da Tabela B-3.

Evento n <sup>o</sup>	Bacia Nome Prefixo	Data Evento	Vol. OBS. 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. Reda 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Vol. SCS 10 <sup>3</sup> .m <sup>3</sup>	Tempo Base OBS. (h)	Tempo Base Reda(h)	Tempo Base SCS(h)	
01	Capitólio	19/01/83	1346	1377	318	60,0	28,0	14,0	
02		07/06/83	3319	2835	4865	76,0	36,8	41,0	
03		10/01/89	549	554	91	27,0	27,0	11,0	
04		3E-113R	14/02/89	716	1028	-	17,0	27,0	-
05		K	17/03/89	2628	2682	862	48,0	27,8	12,0
01	Rosas	04/12/82	5530	5940	2026	98,0	64,0	54,0	
02		15/01/83	3658	4104	285	84,0	61,0	18,0	
03		15/02/83	4039	4230	766	97,0	67,0	34,0	
04		4E-25R	07/03/83	6314	6696	939	102,0	82,0	45,0
05		04/02/86	3586	3870	2095	83,0	64,0	19,0	
06		03/03/86	7434	7920	3459	80,0	61,0	24,4	
07		L	02/12/86	4457	4698	431	112,0	73,0	18,0
08		15/06/87	7812	8532	9459	123,0	100,0	64,0	
09		21/02/88	4133	4320	488	97,0	57,5	17,0	
01	Quilombo	25/07/81	2938	2912	1696	134,4	93,5	29,0	
02		17/10/81	3240	3465	1780	102,0	81,5	20,0	
03		20/10/81	1483	1526	265	103,0	81,5	19,0	
04		05/11/81	914	936	32	60,0	81,5	10,2	
05		4F-38R	10/11/81	2398	2434	9	116,0	81,5	15,0
06		04/01/82	2470	2563	18	113,0	93,5	14,0	
07		29/04/82	569	585	-	54,0	81,5	-	
08		26/05/82	4614	4590	1668	168,0	94,0	28,0	
09		18/06/82	5933	6570	5618	151,0	126,0	52,0	
10		M	09/07/82	1850	2045	615	120,0	81,5	25,0
11		06/09/82	2128	2203	-	95,0	81,5	-	

Tabela B.4 - Precipitação total observada ( $P_t$ ), precipitação efetiva observada ( $P_e$  OBS) e as precipitações efetivas calculadas com o método do SCS ( $P_e$  SCS) e usando o coeficiente de escoamento superficial ( $P_e$  C).

Evento n <sup>o</sup>	Prefixo Bacia	Data Evento	$P_t$ (mm)	$P_e$ OBS (mm)	$P_e$ SCS (mm)	$P_e$ C (mm)	
01		23/12/86	35,88	5,84	0,0	10,8	
02	Sítio	24/12/86	37,9	1,53	0,1	11,4	
03	Cachoeira	10/01/87	25,8	1,42	0,0	7,7	
04 N	4B-13R  $A_1=33,9$ mm $C=0,30$	12/01/87	12,4	3,75	0,0	3,7	
05		09/02/87	18,0	1,20	0,0	5,4	
06		10/02/87	25,5	9,03	0,0	7,7	
07		11/12/87	39,6	2,71	0,2	11,9	
08		20/12/87	35,8	3,25	0,0	10,7	
09		18/03/88	45,3	5,73	0,7	13,6	
01		Itobi  3C-12R  $A_1=19,8$ mm $C=0,33$	13/01/82	47,3	12,24	6,0	15,6
02			14/11/83	56,4	9,84	9,9	18,6
03			15/12/83	106,4	20,29	40,5	35,1
04	24/12/83		114,1	20,93	46,1	37,7	
05 O	28/09/84		34,6	6,61	1,9	11,4	
06	13/11/84		31,7	3,83	1,3	10,5	
07	02/12/84		70,9	10,34	17,4	23,4	
08	09/01/85		72,1	14,58	18,2	23,8	
01	Fazenda  Santa  Tereza  5C-31R  $A_1=13,5$ mm $C=0,30$	06/01/90	38,7	0,98	6,9	11,6	
02		09/01/90	51,7	1,99	13,8	15,5	
03		13/01/90	10,5	0,41	0,0	3,2	
04		16/01/90	41,9	1,43	8,4	12,6	
05 A		14/02/90	34,3	1,98	4,9	10,3	
06		04/03/90	25,8	0,91	1,9	7,7	
07		19/03/90	25,2	1,43	1,7	7,6	
08		27/03/90	25,0	1,02	1,7	7,5	
09		09/04/90	36,7	1,11	5,9	11,0	
01	Fazenda  Retiro  8C-8R  $A_1=45,0$ mm $C=0,23$	08/02/83	18,5	3,31	0,0	4,3	
02		14/03/83	45,6	7,43	0,0	10,5	
03 B		03/03/84	27,3	2,48	0,0	6,3	
04		05/03/84	26,9	3,65	0,0	6,2	
05		13/05/84	28,0	3,08	0,0	6,4	
06		18/12/84	31,5	2,18	0,0	7,2	
07		22/01/85	15,9	5,52	0,0	3,7	
08 O		13/02/85	82,6	3,68	5,4	19,0	



Continuação da Tabela B.4.

Evento n	Bacia Prefixo	Data Evento	P <sub>t</sub> (mm)	P <sub>e</sub> OBS (mm)	P <sub>e</sub> SCS (mm)	P <sub>e</sub> c (mm)
01	Andradina	22/08/89	57,5	3,64	0,7	16,7
02	Nova	03/09/89	39,2	2,04	0,0	11,4
03	Indepen-	14/11/89	45,1	2,59	0,0	13,1
04	dência	14/11/89	35,6	7,25	0,0	10,3
05 C	8C-9R	14/12/89	40,8	8,98	0,0	11,8
06		21/12/89	49,9	2,25	0,1	14,5
07	A <sub>1</sub> =45,0 mm	02/01/90	60,4	3,62	1,0	17,5
08	C=0,29	06/01/90	17,0	2,24	0,0	4,9
09		08/01/90	53,9	4,88	0,3	15,6
01	Fazenda	22/12/79	25,3	5,57	1,0	6,1
02		26/12/79	43,0	10,17	6,8	10,3
03	Kanegai	28/01/80	27,9	1,74	1,5	6,7
04		02/02/80	109,0	17,27	49,9	16,2
05 D	2D-54R	23/02/80	8,5	3,89	0,0	2,0
06		05/04/80	38,8	5,37	5,0	9,3
07	A <sub>1</sub> =16,0 mm	13/04/80	9,5	1,49	0,0	2,3
08	C=0,24	02/12/80	13,4	5,87	0,0	3,2
09		30/12/80	39,0	6,75	5,1	9,4
10		15/01/81	46,5	8,44	8,4	11,2
11		16/01/81	18,1	3,91	0,0	4,3
12		07/02/81	18,4	6,13	0,1	4,4
13		08/02/81	46,4	4,02	8,3	11,1
01	Pirapitin-	01/11/79	83,0	10,42	15,0	20,8
02	gui	02/11/79	62,4	4,94	6,5	15,6
03		22/12/79	14,9	4,67	0,0	3,7
04 E		04/04/80	39,6	5,58	0,8	9,9
05	2D-59R	30/04/80	29,9	3,01	0,0	7,5
06	A <sub>1</sub> =28,6 mm	09/01/81	22,6	1,77	0,0	5,7
07	C=0,25	05/04/81	17,4	3,44	0,0	4,4
08		20/11/81	48,4	3,33	2,4	12,1
09		06/02/83	30,7	5,21	0,0	7,7
01	Guará	12/01/82	72,1	11,56	5,7	23,1
02		04/03/82	83,9	5,63	9,6	26,8
03	4B-17R	11/03/82	94,4	9,16	13,7	30,2
04 F		23/03/82	58,3	6,00	2,2	18,7
05	A <sub>1</sub> =36,8 mm	26/01/84	55,4	5,86	1,7	17,7
06	C=0,32	30/04/88	11,5	4,77	0,0	3,7

Continuação da Tabela B.4.

Evento nº	Nome Prefixo	Data Evento	P <sub>t</sub> (mm)	P <sub>e</sub> OBS (mm)	P <sub>e</sub> SCS (mm)	P <sub>e</sub> c (mm)
01		01/01/83	22,7	1,96	0,0	8,4
02	Batatais	23/01/83	9,0	2,57	0,0	3,3
03		07/02/83	89,3	1,61	18,1	33,0
04 G	4B-14R	08/02/83	64,1	5,66	7,9	23,7
05		09/02/83	26,0	2,35	0,0	9,6
06	A <sub>1</sub> =28,6 mm	24/02/83	11,6	1,63	0,0	4,3
07	C=0,37	29/05/83	53,7	2,26	3,7	19,9
08		31/05/83	87,2	9,22	17,0	32,3
01		03/01/76	26,8	9,47	1,5	7,5
02	Pitéu	22/02/76	15,0	8,05	0,0	4,2
03		17/11/76	32,9	9,57	3,3	9,2
04	2D-61R	06/01/77	36,6	17,05	4,7	10,2
05		14/01/77	12,0	5,26	0,0	3,4
06 H		16/01/77	40,4	14,21	6,3	11,3
07	A <sub>1</sub> =15,2 mm	19/01/77	57,9	24,16	15,4	16,2
08	C=0,28	03/11/83	51,2	7,91	11,6	14,3
09		04/11/83	11,0	5,49	0,0	3,1
10		17/11/84	19,5	0,95	0,2	5,5
11		05/03/84	50,7	4,55	11,3	14,2
01		05/01/87	10,7	0,91	0,0	4,4
02	Poá	09/02/87	23,1	6,60	0,0	9,7
03		30/12/87	30,4	5,02	0,6	12,8
04 I	3E-110R	20/01/88	32,5	10,09	0,9	13,7
05		27/01/89	22,2	1,44	0,0	9,3
06		04/02/89	31,4	2,51	0,8	13,2
07	A <sub>1</sub> =21,8 mm	11/02/89	50,9	23,39	6,1	21,4
08	C=0,42	25/02/89	29,7	1,84	0,5	12,5
09		11/04/89	36,8	0,77	1,8	15,5
01		25/01/82	51,6	28,29	1,7	11,4
02	Embú-Guaçú	08/02/82	82,3	25,87	10,8	18,1
03		12/04/82	18,7	3,42	0,0	4,1
04 J	3E-111R	05/12/82	65,9	44,85	5,1	14,5
05	A <sub>1</sub> =33,9 mm	29/12/82	12,7	4,42	0,0	2,8
06	C=0,22	16/12/83	28,3	9,01	0,0	6,2
07		09/02/84	64,1	41,45	4,6	14,1

Continuação da Tabela B.4.

Evento nº	Bacia Prefixo	Data Evento	P <sub>t</sub> (mm)	P <sub>e</sub> OBS (mm)	P <sub>e</sub> SCS (mm)	P <sub>e</sub> c (mm)	
01	Capitólio	19/01/83	33,5	9,97	2,3	14,4	
02	3E-113R	07/06/83	94,1	24,59	35,1	40,5	
03 K	A <sub>1</sub> =17,9 mm C=0,43	10/01/89	25,9	4,07	0,6	11,1	
04		14/02/89	12,8	5,31	0,0	5,5	
05		17/03/89	44,9	19,47	6,3	19,3	
01	Rosas	04/12/82	93,4	42,54	15,5	9,3	
02	4E-25R	15/01/83	60,3	28,14	3,6	6,0	
03	A <sub>1</sub> =33,9 mm C=0,10	15/02/83	67,8	31,07	5,6	6,8	
04 L		07/07/83	91,5	48,57	14,6	9,2	
05		04/02/86	94,0	27,58	15,7	9,4	
06		03/03/86	115,0	57,18	26,3	11,5	
07		02/12/86	58,7	34,28	3,2	5,9	
08	21/02/88	15/06/87	185,2	60,09	71,4	18,5	
09		21/02/88	59,8	31,78	3,4	6,0	
01	Quilombo 4F-38R	25/07/81	44,7	10,88	6,2	9,4	
02		17/10/81	45,7	12,00	6,6	9,6	
03		20/10/81	27,4	5,49	0,9	5,8	
04		05/11/81	21,2	3,39	0,1	4,5	
05		10/11/81	19,6	8,88	0,0	4,1	
06 M		04/01/82	20,3	9,15	0,1	4,3	
07		A <sub>1</sub> =17,9 mm	29/04/82	5,5	2,11	0,0	1,2
08		C=0,21	26/05/82	44,2	17,09	6,0	9,3
09		18/06/82	71,6	21,97	20,1	15,0	
10		09/07/82	32,8	6,85	2,1	6,9	
11		06/09/82	15,8	7,88	0,0	3,3	

APENDICE C

PROGRAMAS DE COMPUTADOR UTILIZADOS

C.1 - Programa de Computador do Método de I-Pai-Wu

```

1 OPEN "IO1.BAS" FOR OUTPUT AS#1
5 'ESTE PROGRAMA CALCULA A VAZAO E VOLUME
10 'PELO METODO DE I-PAI-WU
15 'CODIGO DO PROGRAMA: IPW.BAS
17 A$="####.###"
35 PRINT " METODO DE I-PAI-WU"
36 PRINT #1, " METODO DE I-PAI-WU"
37 PRINT #1,SPACE$(30)+STRING$(18,"="):PRINT #1,
38 PRINT #1,
39 PRINT #1,STRING$(70,"*")
40 INPUT " LOCAL DE INTERESSE : ",PONTO$
41 PRINT #1," LOCAL DE INTERESSE : ",PONTO$
45 INPUT " AREA DA BACIA DE DRENAGEM (KM2) : ",A
46 PRINT #1," AREA DA BACIA DE DRENAGEM (KM2) : ",A
49 INPUT " DECLIVIDADE MEDIA DO TALVEGUE : ",S
50 PRINT #1," DECLIVIDADE MEDIA DO TALVEGUE : ",S
53 INPUT " COMPRIMENTO DO TALVEGUE (KM) : ",L
54 PRINT #1," COMPRIMENTO DO TALVEGUE (KM) : ",L
57 INPUT " COEFICIENTE ESPACIAL DA CHUVA K : ",K
58 PRINT #1," COEFICIENTE ESPACIAL DA CHUVA K : ",K
61 INPUT " COEFICIENTE C2 : ",CD
62 PRINT #1," COEFICIENTE C2 : ",CD
65 INPUT " TEMPO DE CONCENTRACAO (h) : ",TC
66 PRINT #1," TEMPO DE CONCENTRACAO (h) : ",TC
68 INPUT " NUMERO DE OBSERVACOES : ",N
69 PRINT #1," NUMERO DE OBSERVACOES : ",N
71 INPUT " TIPO DE CHUVA OBS/CALC : ",CHUV$
72 PRINT #1," TIPO DE CHUVA OBS/CALC : ",CHUV$
80 PRINT #1,STRING$(70,"*")
81 PRINT #1,
82 PRINT #1,
100 PRINT :PRINT "APERTE QUALQUER TECLA PARA CONTINUAR"
101 IF INKEY$="" THEN GOTO 101
102 CLS
110 FOR J=1 TO N
112 IF CHUV$="OBS" OR CHUV$="obs" THEN GOTO 130
115 INPUT "Digite a intesidade da chuva mm/min ";I
116 INPUT "Digite o tempo de recorrencia anos ";TR
117 H=I*TC*60
118 GOTO 140
130 INPUT "Digite um altura de chuva mm";H
131 INPUT "Digite o numero do evento ";Q
140 F=L/(2*((A/3.1415)^.5))
141 CU=4/(2+F)
142 C=(2/(1+F))*(CD/CU)
143 QP=.278*C*(H/TC)*(A^.9)*K
144 VI=.278*CD*H*(A^.9)*K
145 VK=1.5*TC*QP
150 PRINT #1,STRING$(53,"=")
152 IF CHUV$="OBS" OR CHUV$="obs" THEN GOTO 157

```

```

153 PRINT #1, "          Tempo_de recorrencia(anos) :";TR
154 GOTO 161
157 PRINT #1, "          Evento numero   :";Q
161 PRINT #1,
162 PRINT #1, "  F  =", :PRINT #1, USING A$; F
163 PRINT #1, "  C1 =", :PRINT #1, USING A$; CU
164 PRINT #1, "  C2 =", :PRINT #1, USING A$; CD
165 PRINT #1, "  C  =", :PRINT #1, USING A$; C
166 PRINT #1, "  h  =", :PRINT #1, USING A$; H
167 PRINT #1, "  Qp =", :PRINT #1, USING A$; QP; :PRINT #1, "      m3/s"
168 PRINT #1, "  VIPW=", :PRINT #1, USING A$; VI; :PRINT #1, "      m3  "
169 PRINT #1, "  VKU =", :PRINT #1, USING A$; VK; :PRINT #1, "      m3  "
190 PRINT #1, STRING$(53, "=")
191 PRINT #1, :PRINT #1, :PRINT #1, :PRINT #1,
200 NEXT J
210 PRINT "QUER REPETIR OS CALCULOS (S/N)";
211 INPUT W$: IF W$="S" OR W$="s" THEN GOTO 35
212 PRINT "FIM DO PROGRAMA"
214 CLOSE #1: END

```

C.2 - Programa de Computador do Método de Ven Te Chow

```

1 OPEN "V78.BAS" FOR OUTPUT AS#2
5 'Este programa calcula a vazao de dimensionamento pelo
10 'pelo metodo de Ven Te Chow
15 'codigo:VTC.BAS para chuvas observadas e calculadas em cm
20 KEY OFF:CLS:COLOR 14,0
25 DIM P(100):'produto dos fatores X*Z
30 DIM RL(100):'relacao t/tp
35 DIM R(100):'precipitacao em mm/h
40 DIM RE(100):'excesso de chuva em mm/h
45 DIM X(100):'fator de defluvio em mm/h
50 DIM Z(100):'fator de reducao de pico
55 DIM Q(100):'vazao superficial em m3/s
60 DIM QD(100):'vazao total em m3/s
65 DIM TP(100):'tempo de precipitacao em horas
70 A$="###.##"
75 B$=SPACE$(3) :LOCATE 3,2
80 PRINT " METODO DE VEN TE CHOW"
81 PRINT #2," METODO DE VEN TE CHOW"
85 PRINT #2, SPACE$(20)+STRING$(21,"=") :PRINT #2,
100 INPUT " Numero do evento : ",BACIA$
101 PRINT #2," Numero do evento : ",BACIA$
102 INPUT " Local de interesse : ",PONTO$
103 PRINT #2," Local de interesse : ",PONTO$
105 INPUT " Data do pico : ",PICO$
106 PRINT #2," Data do pico : ",PICO$
107 INPUT " Hora do pico : ",ORA$
108 PRINT #2," Hora do pico : ",ORA$
110 PRINT :PRINT SPACE$(5)+"Dados: "
111 PRINT #2,:PRINT #2,SPACE$(5)+"Dados: "
115 PRINT #2,STRING$(68,"*")
120 INPUT " Area da bacia de drenagem (Km2) : ",AREA
121 PRINT #2," Area da bacia de drenagem (Km2) : ",AREA
130 INPUT " Comprimento do talvegue (m) : ",COMPTALV
131 PRINT #2," Comprimento do talvegue (m) : ",COMPTALV
135 INPUT " Declividade media do talvegue (%) : ",DECLMED
136 PRINT #2," Declividade media do talvegue (%) : ",DECLMED
140 INPUT " Numero de defluvio : ",NUMDEFL
141 PRINT #2," Numero de defluvio : ",NUMDEFL
145 INPUT " Fator climatico : ",FATCLIM
146 PRINT #2," Fator climatico : ",FATCLIM
150 INPUT " Vazao de base (m3/s) : ",VAZBASE
151 PRINT #2," Vazao de base (m3/s) : ",VAZBASE
155 'Calcula o tempo de ascencao
160 TEMPASC=.005055*(COMPTALV/SQR(DECLMED))^.64
165 PRINT " Tempo de ascencao: ",:PRINT USING
A$;TEMPASC;:PRINT " horas"
166 PRINT #2," Tempo de ascencao (horas) :
"::PRINT #2,USING A$;TEMPASC;:PRINT #2,
170 PRINT #2,STRING$(68,"*")
171 PRINT #2,

```

```

172 PRINT #2,
173 PRINT #2,
175 'Muda display
180 PRINT : PRINT " Aperte qualquer tecla para continuar ..."
185 IF INKEY$="" THEN GOTO 185
190 CLS
195 INPUT "Quantos dados de altura de chuva voce dispoe";V
196 Q=V
200 FOR K=1 TO V
205 INPUT "Digite uma altura de chuva ";H
210 R(K)=H
215 INPUT "Digite um tempo para esta chuva ";T
220 TP(K)=T
225 NEXT K
230 PRINT #2,SPACE$(27)+"Vazoes de dimensionamento"
235 PRINT #2,STRING$(79,"*")
240 PRINT #2,"Duracao";B$;" t/tp";B$;" Chuva R";B$;" Chuva RE";
245 PRINT #2,B$;" Fat X";B$;" Fat Z";B$;" Vazao sup";B$;" Vazao total"
250 PRINT #2,STRING$(79,"*")
255 FOR K=1 TO V
260 AD=AREA:N=NUMDEFL:Y=FATCLIM:QB=VAZBASE
265 RL(K)=TP(K)/TEMPASC : 'Relacao t/tp
267 AI=5080/N -50.8
268 IF R(K)<=AI THEN GOTO 271
270 RE(K)=(R(K)-5080/N+50.8)^2/(R(K)+20320/N-203.2) : GOTO 275
271 RE(K)=0
275 X(K)=RE(K)/TP(K) : 'Fator de defluvio
277 IF RL(K)=>2 THEN Z(K)=1 : GOTO 285
280 Z(K)=.0247*RL(K)^3-.2271*RL(K)^2+.8507*RL(K)+.0101
285 Q(K)=.278*AD*X(K)*Y*Z(K) : 'Vazao superficial
290 QD(K)=Q(K)+QB : 'Vazao total
300 PRINT #2,B$;:PRINT #2,USING A$;TP(K);:PRINT #2,TAB(12);:PRINT
#2,USING A$;RL(K);
310 PRINT #2,TAB(20) ;:PRINT #2,USING A$;R(K);:PRINT #2,TAB(30);:PRINT
#2,USING A$;RE(K);:PRINT #2,TAB(39);:PRINT #2,USING A$;X(K);
315 PRINT #2,TAB(47);:PRINT #2, USING A$;Z(K);:PRINT #2,TAB(57);:PRINT
#2,USING A$;Q(K);
320 PRINT #2,TAB(70);:PRINT #2, USING A$;QD(K)
325 NEXT K
330 PRINT #2,STRING$(79,"*")
335 'Muda display
340 LOCATE 22,1 :PRINT " Aperte qualquer tecla para continuar ..."
345 IF INKEY$="" THEN GOTO 345
350 CLS
355 PRINT #2,
356 PRINT #2,
370 M=QD(1)
375 FOR K=2 TO V
380 IF QD(K)<=M THEN GOTO 390
385 M=QD(K)
390 NEXT K
391 PRINT #2,
392 PRINT #2,

```



```

400 PRINT #2, "                               Vazoes totais"
401 PRINT #2,
405 PRINT #2, STRING$(22, "*")
410 PRINT #2, "Tempo(h)           Vazao tot." ; PRINT #2, SPACE$(35)+"Vazao
      tot. (m3/s)"
415 PRINT #2, STRING$(22, "*")+SPACE$(5)+STRING$(45, "_")
423 FOR F=1 TO Q
425 H=INT((45*Q(F))/M -1)+29
430 PRINT #2, USING A$; TP(F); :PRINT #2, TAB(12); :PRINT #2, USING
      A$; QD(F); :PRINT #2, SPACE$(9)+ "I" ; :PRINT #2, TAB(H); :PRINT #2, "*"
490 NEXT F
492 PRINT #2,
495 PRINT #2, SPACE$(5)+STRING$(45, "*")
500 PRINT #2, :PRINT #2, SPACE$(8)+"Vazao de dimensionamento: Q = ";
510 PRINT #2, USING A$; M; :PRINT #2, "m3/s" :PRINT #2,
520 PRINT #2, SPACE$(5)+STRING$(45, "*"):GOTO 545
540 'Opcoes para repeticao do calculo
545 LOCATE 22,1:PRINT "Quer repetir os calculos (s/n) ";
550 INPUT W$ :IF W$="S" OR W$="s" THEN GOTO 80
560 PRINT :PRINT "FIM DO PROGRAMA !"
570 CLOSE #2:END

```

C.3 - Programa de Computador do Método do Hidrograma Unitário Sintético Triangular do SCS

```
1 OPEN "T11 .BAS" FOR OUTPUT AS#1
2 'Este programa calcula a vazao de dimensionamento pelo metodo da
  somatoria doshidrogramas triangulares
3 'Codigo:SCS-OBS.BAS para intensidades de chuvas observadas
4 KEY OFF :CLS :COLOR 14,0
5 DIM A(70)
6 DIM B(70)
7 DIM C(70)
8 DIM Q(70)
9 DIM Y(150)
10 DIM X(70,150)
11 DIM L(150)
12 DIM CH(100)
13 DIM I(100)
14 DIM CA(100)
15 DIM RE(100)
16 DIM REA(100)
17 DIM J(100)
25 A$="###.##"
26 B$=SPACE$(8)
27 E$=SPACE$(2)
29 PRINT "                                HIDROGRAMA TRIANGULAR"
30 PRINT #1, "                                HIDROGRAMA TRIANGULAR"
31 PRINT #1, SPACE$(22)+STRING$(21,"="):PRINT #1,
32 PRINT #1,
33 INPUT "          Numero do evento :",EVENT$
34 PRINT #1,"          Numero do evento :",EVENT$
35 INPUT "          Local de interesse:",PONTO$
36 PRINT #1,"          Local de interesse:",PONTO$
37 INPUT "          Data do pico          :",DATAT$
38 PRINT #1,"          Data do pico          :",DATAT$
39 INPUT "          Hora do pico           :",PICO$
40 PRINT #1,"          Hora do pico           :",PICO$
41 PRINT :PRINT SPACE$(5)+"Dados: "
42 PRINT #1,:PRINT #1,SPACE$(5)+"Dados: "
43 PRINT #1,STRING$(53,"*")
44 INPUT "          Area da bacia de drenagem (Km2):",S
45 PRINT #1, "          Area da bacia de drenagem (Km2):",S
46 INPUT "          Numero de deffluvio          :",ND
47 PRINT #1, "          Numero de defluvio          :",ND
48 INPUT "          Tempo de duracao das chuvas (h):",D
49 PRINT #1, "          Tempo de duracao das chuvas (h):",D
50 INPUT "          Numero de chuvas disponivel    :",N
51 PRINT #1, "          Numero de chuvas disponivel    :",N
52 INPUT "          Tempo de concentracao (h)      :",TC
53 PRINT #1, "          Tempo de concentracao (h)      :",TC
54 INPUT "          Vazao de base (m3/s)          :",QB
55 PRINT #1, "          Vazao de base (m3/s)          :",QB
56 PRINT #1,STRING$(53,"*")
```

```

57 PRINT #1,
58 PRINT #1,
59 PRINT #1,
60 PRINT :PRINT "Aperte qualquer tecla para continuar ..."
61 IF INKEY$="" THEN GOTO 61
62 CLS
80 FOR K=1 TO N
81 INPUT "Digite uma intensidade de chuva em mm/h";I(K)
82 CH(K)=I(K)*D
83 NEXT K
101 CA(1)=CH(1)
102 FOR K=2 TO N
103 CA(K)=CA(K-1)+CH(K)
104 NEXT K
109 AI=5080/ND-50.8
110 FOR K=1 TO N
112 IF CA(K)<=AI THEN GOTO 116
115 REA(K)=(CA(K)-5080/ND +50.8)^2/(CA(K)+20320/ND -203.2) :GOTO 122
116 REA(K)=0
122 J(K)=K
123 NEXT K
140 RE(1)=REA(1)
141 FOR K=2 TO N
142 RE(K)=REA(K)-REA(K-1)
143 NEXT K
150 PRINT #1,SPACE$(20)+"Chuvas totais e efetivas"
151 PRINT #1,STRING$(63,"*")
152 PRINT #1,"Numero";E$;"Intensid(mm/h)";E$;"Aitura";E$;"Alt
acum";E$;"Efet acum";E$;"Efetiva"
154 PRINT #1,STRING$(63,"*")
160 FOR K=1 TO N
161 PRINT #1, J(K);:PRINT #1,TAB(12);:PRINT #1,USING
A$;I(K);:PRINT #1,TAB(24);:PRINT #1,USING A$;CH(K);:PRINT
#1,TAB(33);:PRINT #1,USING A$;CA(K);:PRINT #1,TAB(44);:PRINT
#1,USING A$;REA(K);:PRINT #1,TAB(54);:PRINT #1,USING A$;RE(K)
164 NEXT K
165 PRINT #1,STRING$(63,"*")
166 PRINT #1,:PRINT #1,:PRINT #1,
180 A(1)=0 : C(1)=(D/2)+.6*TC : B(1)=2.67*C(1)
185 R=(2.08*S)/((D/2)+.6*TC) : Q(1)=R*RE(1)/10
186 PRINT #1," Tempo de pico(h) :";:PRINT #1,USING A$;C(1)
187 PRINT #1," Tempo de base(h) :";:PRINT #1,USING A$;B(1)
188 PRINT #1," Vazao de pico (m3/s) :";:PRINT #1,USING A$;R
189 PRINT #1," Abstracao inicial (mm) :";:PRINT #1,USING A$;AI
190 FOR K=2 TO N
195 A(K)=A(K-1)+D : B(K)=B(K-1)+D
200 C(K)=C(K-1)+D : Q(K)=R*RE(K)/10
210 NEXT K
220 INPUT "Qual o intervalo de tempo para o calculo das vazoes";V
221 F=B(N)/V : P=INT(F)+1 : M=P+N
223 Y(P+1)=C(1)
225 Y(1)=V
227 FOR K=2 TO P

```

```

229 Y(K)=Y(K-1)+V
231 NEXT K
232 'Inclusao dos tempos de pico no vetor tempo de precipitacao
234 FOR K=(P+2) TO (P+N)
235 Y(K)=Y(K-1)+D
236 NEXT K
238 'Ordenacao do vetor tempo de precipitacao
240 FOR K=1 TO (M-1)
241 FOR R=K+1 TO M
242 IF Y(K)>=Y(R) THEN Z=Y(K) : Y(K)=Y(R) : Y(R)=Z
243 NEXT R
244 NEXT K
246 PRINT #1,
247 PRINT #1,
248 PRINT #1,
250 PRINT #1, "                               Somatoria dos hidrogramas triangulares"
255 PRINT #1, STRING$(22, "*")
260 PRINT #1, "Tempo(h.)          Vaz sup(m3/s)";:PRINT #1, SPACE$(40)+"Vaz
sup(m3/s)"
265 PRINT #1, STRING$(22, "*")+SPACE$(3)+STRING$(48, "_")
270 FOR K=1 TO N
275 FOR R=1 TO M
280 U=Y(R)
285 IF U<=A(K) THEN X(K,R)=0
290 IF (U>A(K))AND(U<=C(K)) THEN X(K,R)=((U-A(K))*Q(K))/(C(K)-A(K))
295 IF (U>C(K))AND(U<B(K)) THEN X(K,R)=((B(K)-U)*Q(K))/(B(K)-C(K))
305 IF U>=B(K) THEN X(K,R)=0
310 NEXT R
315 NEXT K
340 FOR R=1 TO M
345 L(R)=0
350 FOR K=1 TO N
355 L(R)=L(R)+X(K,R)
360 NEXT K
365 NEXT R
380 'Pesquisa da vazao maxima
382 W=L(1)
385 FOR K=2 TO M
390 IF L(K)<=W THEN GOTO 395
393 W=L(K)
395 NEXT K
410 FOR K=1 TO M
415 H=INT( (45*L(K))/W -1) +29
420 PRINT #1, USING A$; Y(K);:PRINT #1, TAB(12);:PRINT #1, USING A$; L(K);
:PRINT #1, SPACE$(9)+STRING$(1, "I");:PRINT #1, TAB(H);:PRINT #1, "*"
430 NEXT K
435 PRINT #1, STRING$(22, "*")
436 'Muda display
440 LOCATE 22,1 :PRINT " Aperte qualquer tecla para continuar ..."
441 IF INKEY$="" THEN GOTO 441
442 CLS
445 PRINT #1,
446 PRINT #1,

```

```
460 PRINT #1,SPACE$(5)+STRING$(45,"*")
492 E=W+QB
500 PRINT #1,:PRINT #1,SPACE$(8)+"Vazao de dimensionamento: Q= ";
510 PRINT #1,USING A$,E;:PRINT #1,"m3/s":PRINT #1,
520 PRINT #1,SPACE$(5)+STRING$(45,"*")
522 LOCATE 22,1:PRINT "Quer repetir o calculo com outros dados (s/n)";
523 INPUT W$: IF W$="S" OR W$="s" THEN GOTO 29
524 PRINT :PRINT "Fim do programa"
525 CLOSE :END
```